

VŠB – Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Přístupy ke stanovení vlivu seismického zatížení na  
podzemní konstrukce

Approaches to Influence Determination of Seismic  
Loading on Underground Structures

Student:

Bc. Pavel Štemon

Vedoucí diplomové práce:

prof. RNDr. Zdeněk Kaláb, CSc.

Ostrava 2015

## Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Pavel Štemon**  
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství  
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika  
Téma: **Přístupy ke stanovení vlivu seismického zatížení na podzemní konstrukce**  
**Approaches to Influence Determination of Seismic Loading on Underground Structures**

### Zásady pro vypracování:

Téma je zaměřeno na zjištění způsobu stanovení seismického zatížení a jeho projevu na konstrukce (ve smyslu průběhu vnitřních sil).

Cíle práce: 1) rešerše možných přístupů k řešení daného problému, 2) definování limitů jednotlivých přístupů, 3) stanovení vhodnosti použití jednotlivých metod, 4) stanovení klíčových parametrů jednotlivých metod, 5) shrnutí výsledků.

### Seznam doporučené odborné literatury:

Klepsatel et al.: *Městské podzemní stavby*. JAGA, Bratislava, 2005, 285 s.

Sborníky konferencí *Zakládání staveb*.

Kaláb, Z.: *Seismická měření v geotechnice*. Monografie, VŠB-TUO, FAST, 2008, 125 s.

Kolymbas, D.: *Tunnelling and Tunnel Mechanics*. Springer, 2008, 439 p.


Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

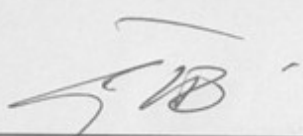
Vedoucí diplomové práce: **prof. RNDr. Zdeněk Kaláb, CSc.**

Datum zadání: 27.02.2015

Datum odevzdání: 30.11.2015



  
doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.  
vedoucí katedry

  
prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty

### PROHLÁŠENÍ STUDENTA

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.

beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).

souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.

bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.

bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).

beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě .....

.....

podpis studenta

## **Anotace**

Práce se zabývá problematikou seismického zatížení podzemních liniových konstrukcí kruhového tvaru. Zaměření je pouze na analytické metody pro určení projevu seismických vibrací na konstrukci. První část práce je věnovaná rešerši na dané téma a vyhledávání vhodných metod. V další části jsou vybrané metody popsány a je znázorněn postup při jejich použití. V poslední části je provedeno porovnání analytických metod a následuje citlivostní analýza vybraných parametrů pro 3 typy horninového prostředí. Závěrem je uveden souhrn popisovacích částí a diskuze výsledků analýz.

## **Klíčová slova:**

Seismické zatížení tunelového ostění, Seismický návrh, Analýza vnitřních sil v ostění, Analytické metody pro určení seismického zatížení.

## **Abstract**

The thesis deals with the issue of seismic loading on the long underground structures of circular shape. The aim is only on a closed-form solutions for determination of the influence of seismic vibrations on the construction. The first part is addressed to a recherche on the topic and to a searching for appropriate methods. In the next part the chosen methods are described and the procedure is showed. The last part deals with comparison of closed-form solutions and a sensitivity analysis of chosen parameters is performed for 3 types of rock medium. The conclusion states the overview of a descriptive part and discusses results from analyses.

## **Keywords:**

Seismic loading of tunnel lining, Seismic design, Analysis of internal forces in the lining, Closed-form solutions for seismic loading.

## Obsah:

<b>1</b>	<b>ÚVOD.....</b>	<b>1</b>
1.1	Cíle práce .....	2
1.2	Postup vypracování .....	3
<b>2</b>	<b>SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ U PODZEMNÍCH KONSTRUKCÍ.....</b>	<b>4</b>
2.1	Vliv vibrací na podzemní konstrukce .....	5
2.2	Historické pozadí .....	7
2.3	Současný stav problematiky.....	9
<b>3</b>	<b>PŘÍSTUPY KE STANOVENÍ SEISMICKÉHO ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>11</b>
3.1	Metoda deformací nedotčeného prostředí ( <i>Free-field deformation approach</i> ) ....	14
3.1.1	Analýza v podélném směru.....	14
3.1.2	Analýza v příčném směru .....	17
3.1.3	Určení maximální příčné deformace v souladu s EC8 .....	20
3.2	Metoda spolupůsobení mezi horninou a konstrukcí ( <i>Soil-struct. int. approach</i> )..	23
3.2.1	Analýza v podélném směru.....	24
3.2.2	Analýza v příčném směru .....	26
<b>4</b>	<b>ANALÝZA A SROVNÁNÍ VYBRANÝCH METOD .....</b>	<b>30</b>
4.1	Ověření metod pro ovalizaci (Hashash, 2005).....	30
4.2	Prověření rozhraní mezi ostěním a horninou u příčné analýzy (Sedarat, 2008) ...	32
4.3	Citlivostní analýza v podélném směru .....	33
4.4	Citlivostní analýza v příčném směru.....	36
<b>5</b>	<b>SHRNUTÍ A ZÁVĚR .....</b>	<b>40</b>
	<b>SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY: .....</b>	<b>42</b>
	<b>SEZNAM DIAGRAMŮ: .....</b>	<b>44</b>
	<b>SEZNAM GRAFŮ:.....</b>	<b>44</b>
	<b>SEZNAM OBRÁZKŮ:.....</b>	<b>44</b>
	<b>SEZNAM TABULEK: .....</b>	<b>45</b>
	<b>SEZNAM PŘÍLOH: .....</b>	<b>45</b>

## SEZNAM SYMBOLŮ A POUŽITÉHO ZNAČENÍ

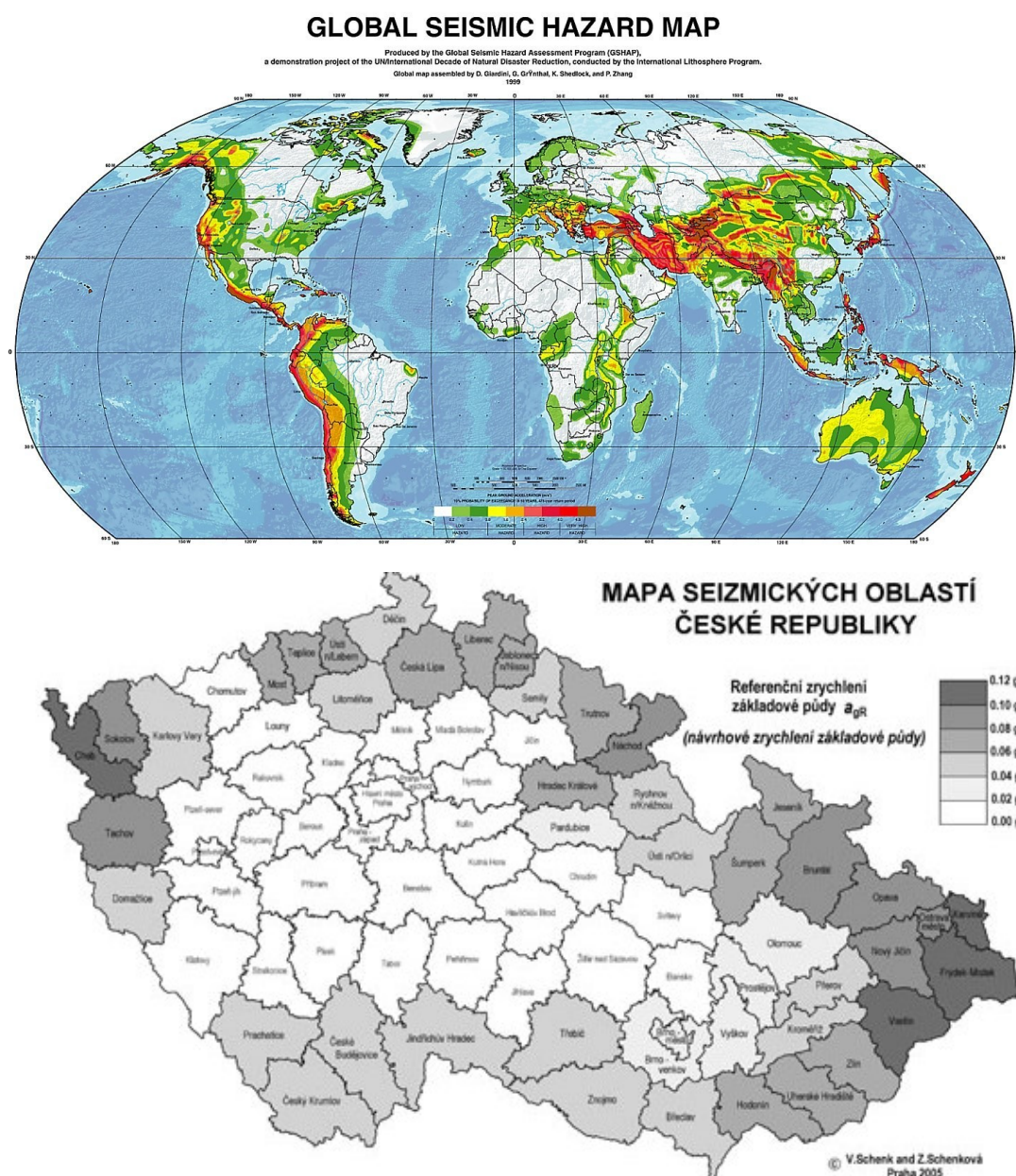
$\alpha$	-	součinitel tuhosti konstrukce a tuhosti horninového prostředí	[ – ]
$\gamma_p$	-	objemová tíha horninového prostředí	[ kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{\max}$	-	maximální úhlové přetvoření	[ – ]
$\Delta d$	-	deformace průřezu	[ m ]
$\Delta d_{\text{konstrukce}}$	-	deformace průřezu konstrukce	[ m ]
$\Delta d_{\text{nedotčené}}$	-	deformace průřezu v nedotčeném prostředí	[ m ]
$\Delta x_{\max}$	-	maximální horizontální posun	[ m ]
$\varepsilon^{ab}$	-	kombinované osově přetvoření	[ – ]
$\varepsilon_{\max}^a$	-	maximální osově přetvoření osy konstrukce	[ – ]
$\varepsilon_{\max}^b$	-	maximální ohybové přetvoření osy konstrukce	[ – ]
$\nu_p$	-	Poissonovo číslo horninového prostředí	[ – ]
$\nu_t$	-	Poissonovo číslo ostění	[ – ]
$\pi$	-	Ludolfovo číslo = 3,14159	[ – ]
$\rho_p$	-	objemová hmotnost horninového prostředí	[ kg/m <sup>3</sup> ]
$\sigma$	-	kombinované napětí v příčné analýze	[ kPa ]
$\phi$	-	úhel dopadu vlnění na osu konstrukce	[ ° ]
$a_{gR}$	-	referenční maximální zrychlení kmitání	[ m/s <sup>2</sup> ]
$a_{\max,s}$	-	lokální maximální zrychlení kmitání	[ m/s <sup>2</sup> ]
$a_{z,\max}$	-	maximální hodnota zrychlení v dané hloubce	[ m/s <sup>2</sup> ]
$c$	-	poměr pohybu prostředí podle hloubky	[ – ]
$d, D$	-	průměr kruhového tunelu	[ m ]
$f$	-	součinitel smykového tření mezi ostěním a horninou	[ – ]
$h$	-	mocnost nadloží	[ m ]
$h_{\text{mod}}$	-	vertikální rozpětí numerického modelu	[ m ]
$k$	-	poměr maximální rychlosti šíření k maximálnímu zrychlení	[ m/s/g ]
$k_p$	-	tuhost horninového prostředí	[ N/m ]
$k_t$	-	tuhost tunelového ostění	[ N/m ]
$l$	-	délka podzemní konstrukce	[ m ]
$A$	-	amplituda kmitání idealizované S-vlny	[ m ]
$A_p$	-	maximální zrychlení částice v hornině P-vlny	[ m/s <sup>2</sup> ]
$A_r$	-	maximální zrychlení částice v hornině Rayleighovy vlny	[ m/s <sup>2</sup> ]
$A_s$	-	maximální zrychlení částice v hornině S-vlny	[ m/s <sup>2</sup> ]

$A_t$	-	plocha průřezu tunelového ostění	[ m <sup>2</sup> ]
$C$	-	poměr stlačitelnosti mezi prostředím a tunelovým ostěním	[ – ]
$C_P$	-	zdánlivá rychlost P-vlny	[ m/s <sup>2</sup> ]
$C_R$	-	zdánlivá rychlost Rayleighovy-vlny	[ m/s <sup>2</sup> ]
$C_S$	-	zdánlivá rychlost S-vlny	[ m/s <sup>2</sup> ]
$E_p$	-	modul pružnosti horninového prostředí	[ Pa ]
$E_t$	-	modul pružnosti tunelového ostění	[ Pa ]
$F$	-	poměr ohebnosti mezi prostředím a tunelovým ostěním	[ – ]
$G_m$	-	modul pružnosti ve smyku horninového prostředí	[ Pa ]
$I$	-	moment setrvačnosti tunelového ostění v příčné analýze	[ m <sup>4</sup> /m ]
$I_t$	-	moment setrvačnosti tunelového ostění	[ m <sup>4</sup> ]
$K_1$	-	koeficient reakce ostění při plném prokluzu	[ – ]
$K_2$	-	koeficient reakce ostění při nulovém prokluzu	[ – ]
$K_a$	-	koeficient pružnosti prostředí v podélném směru	[ – ]
$K_t$	-	koeficient pružnosti v podélném směru	[ – ]
$L$	-	vlnová délka složky seismického vlnění	[ m ]
$M_{\max}$	-	maximální ohybový moment	[ kNm ]
$M_w$	-	Momentová škála	[ – ]
$Q$	-	osová síla	[ kNm ]
$R$	-	poměr porušení konstrukce	[ – ]
$S$	-	faktor horninového prostředí	[ – ]
$T$	-	převládající perioda S-vlny v horninovém prostředí	[ s ]
$T_{\max}$	-	maximální normálová síla	[ kN ]
$V_{\max}$	-	maximální smyková síla	[ kN ]
$V_P$	-	Maximální rychlost šíření P-vlny v hornině	[ m/s ]
$V_R$	-	Maximální rychlost šíření Rayleighovy vlny v hornině	[ m/s ]
$V_S$	-	Maximální rychlost šíření S-vlny v hornině	[ m/s ]



# 1 ÚVOD

Neustálé a potřebné zkvalitňování dopravní a jiné infrastruktury, která je jedním z klíčových prvků pokroku lidské civilizace, klade na inženýrské plánování stále větší nároky. Podzemní liniové stavby jsou dnes budovány po celém světě. Seismická aktivita nikdy nehrála ve výběru osidlování míst nejdůležitější roli. Není možné se jí zcela vyhnout ani při propojování lidských sídel. Proto i při návrhu podzemních konstrukcí je nutné ověřit, zdali se plánovaná stavba nenachází v dosahu potenciálních zdrojů přirozených zemětřesení (obr. 1), či uměle vyvolaných vibrací.



Obrázek 1: Seismické ohrožení ve světě a v ČR

Je-li u navrhované podzemní stavby riziko působení vibrací, je nutné v projekční fázi toto přidané zatížení zohlednit. Obecně platí, že co se týče podzemních staveb, je vliv zemětřesení menší než u staveb pozemních. Podzemní konstrukce jsou obklopeny horninovým prostředím a je nepravděpodobné, že by se mohly ve významné míře pohybovat nezávisle k tomuto prostředí, či by mohly být postiženy amplifikací vibrací (Wang, 1993). Podzemní liniové stavby bývají z hlediska seismického návrhu specifické také svou délkou, kdy konstrukce prochází přes bloky s proměnlivou geologickou stavbou, seismicky různě aktivní oblasti, či přímo skrze tektonické zlomy.

## 1.1 Cíle práce

Cílem diplomové práce je seznámení se s problémem seismického zatížení podzemních liniových konstrukcí a jeho řešením. Dále je cílem přinést souhrn možných metod pro řešení seismického zatížení, provést popis analytických metod s porovnáním a především vytvořit citlivostní analýzu vybraných parametrů.

### **Cíle mohou být rozděleny na:**

- popis projevů seismického zatížení na podzemní liniové konstrukce a stručný postup návrhu na seismické zatížení.
- představení používaných metod
- porovnání a analýza analytických metod
- citlivostní analýza vybraných parametrů a její komentář

Tato práce je zaměřena pouze na liniové podzemní konstrukce kruhového průřezu. Mezi takové konstrukce se řadí železniční a silniční tunely, metra a jiné liniové stavby, nejčastěji zhotovené razicími stroji. S určitou tolerancí lze zahrnout i konstrukce, které jsou svým tvarem průřezu blízké kruhu, například i podkovovitý tvar u cyklické ražby. S každým odklonem od ideálních podmínek je potřeba počítat s menší vypovídací hodnotou. Práce není zaměřena na konstrukce zasypávané, konstrukce pravoúhlých průřezů nebo malého průměru, jakými jsou kanalizace, malé kolektory a různá potrubí.

Předmětem popisování a porovnávání jsou tzv. analytické metody, které jsou soustavou vzorců a postupů k přibližnému určení deformací, napětí a vnitřních sil. Nejedná se tedy o numerické metody, jež jsou součástí řady výpočetních programů, ale u některých analýz jsou v této práci použity ke srovnání.

## 1.2 Postup vypracování

Prvním krokem ve vypracování diplomové práce byla obsáhlá rešerše na dané téma. Rešerše probíhala formou vyhledávání klíčových slov a autorů s jejich příspěvky. Informace a podklady jsou čerpány z volně dostupných zdrojů na internetu a ze zdrojů, kde byla využita akademická konsorciální licence. Vyhledávání probíhalo také v Moravskoslezské vědecké knihovně a v Ústřední knihovně VŠB v Ostravě. Poté byly vybrány a seříděny hlavní přístupové metody s popisem a komentářem. V další části práce následuje analýza metod. Zvolené vzorce jsou podrobeny citlivostní analýze, kde se testují vstupní parametry a zkoumá se změna ve výsledcích. Tyto změny jsou popsány a uvedeny v závěru. Výběr jednotlivých vzorců a jejich vstupů je prováděn na základě uvážení jejich důležitosti v celkovém návrhu. Některé analýzy, většinou složitějšího charakteru, byly použity z dostupných vědeckých prací. Závěrem jsou shrnuty výsledky diplomové práce.

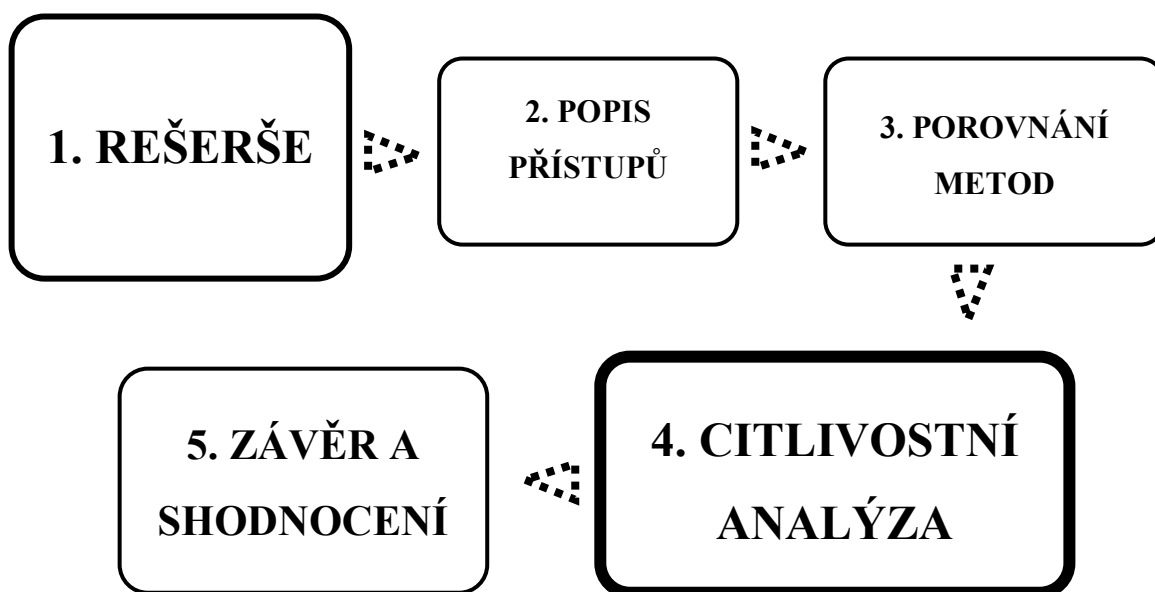


Diagram 1: Postup vypracování diplomové práce

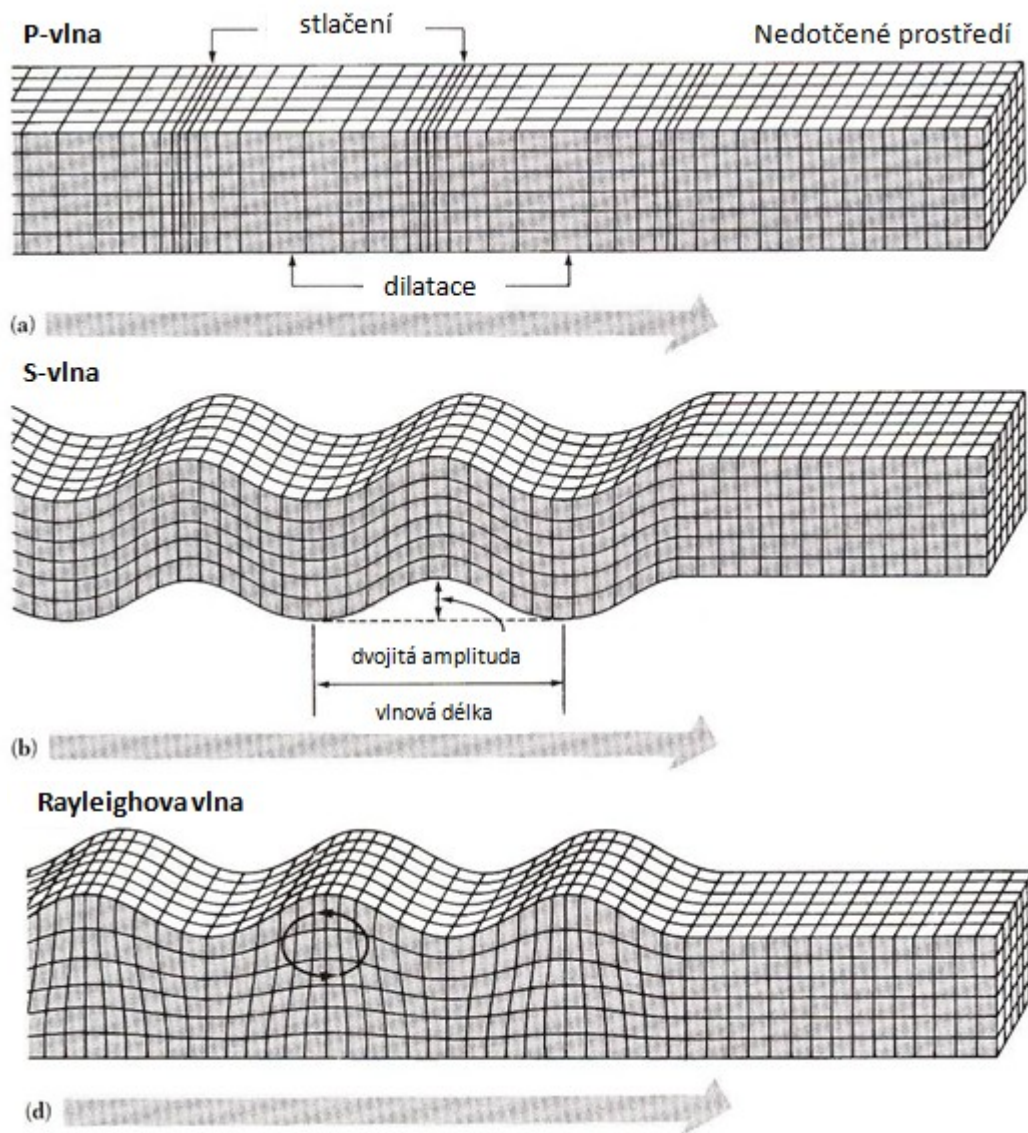
## 2 SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ U PODZEMNÍCH KONSTRUKCÍ

Seismické zatížení je vyvolané postupujícím vlněním. Kmitající částice se nepřemísťují, ale přenášejí energii ve směru šíření vlnění (Kaláb a Lednická, 2012). Postupné vlnění je dvojího druhu podle toho, jakým směrem kmitají jednotlivé částice vzhledem ke směru šíření vlnění:

- podélné vlnění, částice kmitají rovnoběžně se směrem vlnění, (P-vlna)
- příčné vlnění, částice kmitají kolmo na směr šíření vlnění, (S-vlna)

Seismické vlny se obecně dělí na:

- objemové vlny: podélná vlna (P-vlna), příčná vlna (S-vlna)
- povrchové vlny: Rayleighova vlna, Loveova vlna



Obrázek 2: Druhy vln seismického vlnění

Na podzemní konstrukce působí především objemové vlny. V malých hloubkách nebo na rozhraních s výrazně různými elastickými vlastnostmi lze očekávat i projev povrchových vln. Podélné P-vlny se šíří největší rychlostí a způsobují deformace stlačením nebo tahem. Příčné S-vlny se šíří pomaleji a mají za následek střížné (příčné) deformace. Povrchové vlny se šíří nejpomaleji a dosahují největších amplitud a deformací. V této práci se řeší pouze P-vlny, S-vlny a Rayleighovy vlny (obrázek 2).

## **2.1 Vliv vibrací na podzemní konstrukce**

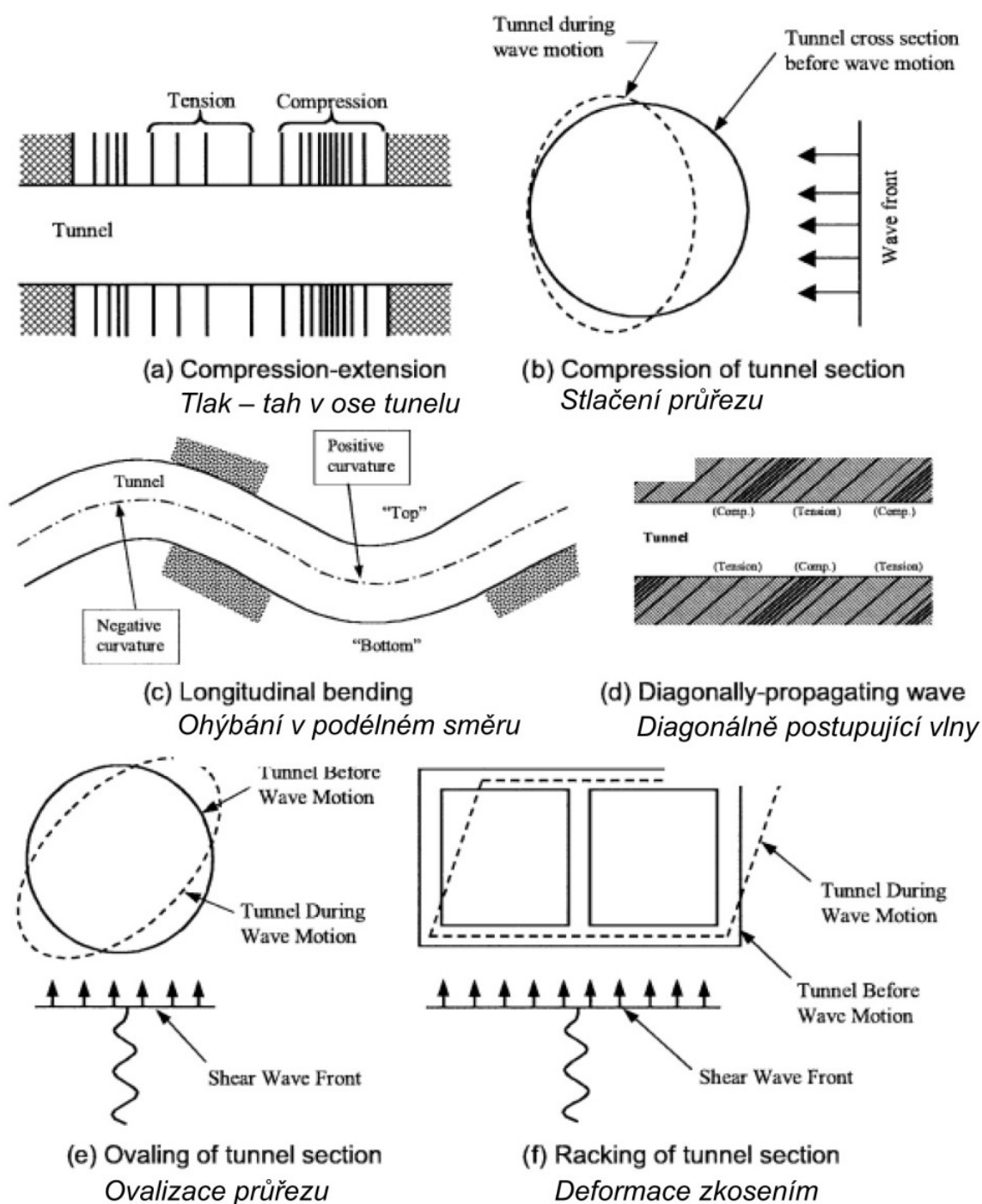
**Projevy seismické aktivity na podzemní konstrukce lze rozdělit do dvou kategorií:**

- 1) Kmitání - změny napětí o-deformačních stavů
- 2) Ztráta stability – ztekucení zeminy, zlom v hornině, sesuvy svahů

V této práci je řešena pouze první kategorie – kmitání a jeho projevy v horninovém prostředí na podzemní konstrukci. Co se týče liniových staveb v podzemí, objevují se u nich tři typy deformací způsobené kmitáním (Obrázek 3):

- podélné osové deformace způsobené tlakem nebo tahem
- ohýbání směrové osy tunelu
- ovalizace průřezu (kruhové průřezy) nebo deformace zkosením (pravoúhlé průřezy)

Osové deformace a ohýbání směrové osy jsou výsledkem seismických vln způsobujících kmitání částic v rovnoběžném nebo šikmém směru s osou konstrukce a jejich analýza je uvažována v podélném směru. Ovalizace průřezu neboli deformace zkosením jsou při seismickém zatížení nejzávažnějším projevem hned po případě, kdy konstrukce přímo prochází zlomem (Penzien, 2000). Tyto deformace se vytvářejí, pokud je kmitání v kolmém nebo skoro kolmém směru na osu tunelu. Analýza pro ovalizaci je uvažována v příčném směru (Wang, 1993).



Obrázek 3: Možné deformace tunelu způsobené seismickým zatížením



**Z pozorování vlivu vibrací na tunely může být shrnuto následující:**

- Podzemní konstrukce jsou vibracemi poškozeny zřejmě méně než pozemní konstrukce.
- Zaznamenané škody se snižovaly s hloubkou umístění tunelů. Tunely v hloubce jsou bezpečnější než mělké tunely.
- Konstrukce v měkkých horninách byly poškozeny více než konstrukce v pevných horninách.
- Největší vliv na nárůst napětí v konstrukci mají následující seismické parametry: maximální hodnota zrychlení kmitání (PGA), frekvenční složení signálu a doba trvání vibrací
- Tunely jsou stabilnější pod symetrickým zatížením. Pokud je v sekci velký nepoměr v tuhosti ostění a horninového prostředí, dochází ke koncentracím napětí.
- Pokud je vlnová délka nosné vlny zemětřesení mezi 1-4 násobkem průměru tunelu, může docházet k zesílení účinků.
- Významné škody bývají v blízkosti portálů vlivem sesuvu způsobeného zemětřesením.

(Hashash et al., 2001, Lanzano et al., 2008)

## **2.2 Historické pozadí**

Velká zemětřesení se v minulosti podzemním stavbám nevyhýbala. Teprve po roce 1974 začaly být systematicky sbírány záznamy tunelů s popisem škod (Lanzano et al., 2008). V dnešní době jsou zdokumentovány stovky případů poškození tunelů zemětřesením. Například v publikaci Powera (Power et al., 1998) se k sesbíraným případům od předešlých autorů (přibližně 400 záznamů) přidalo dalších 217 popisů především ražených tunelů. Velká většina z těchto popisů pocházela z extrémního zemětřesení v Kobe v lednu 1995 o stupni momentové škály  $M_w = 6.9$ . Ze všech těchto pozorování byly ustanoveny závěry, které jsou uvedeny na této stránce.

Speciální seismický návrh podzemních konstrukcí je relativně mladou disciplínou. Teprve v 50 letech 20. století se začínají odborníci a vědci podrobněji věnovat této problematice. Základním stavebním kamenem jsou právě analytické metody, které se vyvíjely a zdokonalovaly od poloviny 60 let. Autoři a přispěvatelé obou hlavních analytických směrů jsou i s datem publikací uvedeni v kapitole 3: *Diagram 3*. V poslední době se klade důraz spíše na zdokonalování výpočetních programů, které jsou schopné lépe a detailněji zastihnout a zhodnotit variabilitu prostředí i návrhu.

Jednou z prvních staveb, kde se dohlíželo na seismickou odolnost, byl tzv. BART<sup>1</sup> systém v San Franciscu, USA s množstvím tunelů, podzemních stanic a podmořským tunelem (Kuesel, 1969). Inženýrské plánování i s uvážením seismického zatížení probíhalo v letech 1957 až 1962. Budování započalo v červnu 1964 a první otevření proběhlo až v roce 1972. Během zemětřesení Loma Prieta (1989) o stupni momentové škály  $M_w = 6.9$  neutrpěl systém žádné škody především díky speciálním spojmům mezi segmenty navrženými na vibrační zatížení (Hashash et al., 2001).

Mladším případem použití analytických metod seismické evaluace u velkých staveb je istanbulské metro a jeho podmořská sekce propojující evropskou a asijskou část města. Jedná se o důležitý páteřní spoj, jelikož alternativou k překonání bosporské úžiny jsou pouze dva dálniční mosty anebo lodní přeprava. Realizace v úseku Kadikoy – Kartal v roce 2009 probíhala razicí technikou TBM s použitím klasických razicích technik u stanic, výhybek, šachet a jiných specifických sekcí. Návrhové zemětřesení bylo řešeno ve dvoustupňovém režimu (viz kapitola 2.3). Operativní návrhové zemětřesení S1 a bezpečnostní (maximální) návrhové zemětřesení S2, které má přísnější požadavky. Analytické metody správně předpokládaly, že se návrhové zemětřesení S2 projeví ve smyslu vnitřních sil dvakrát silněji než S1 a s pomocí numerického modelování byl upraven návrh. (Pescara, 2011).

	$a_{gR}[g]$	$a_{max,s}[g]$	$a_{z,max}[g]$	$V_s[m/s^2]$	$C_s[m/s^2]$	$\gamma_{max}[-]$	$\Delta x_{max}[m]$
S1	0,278	0,278	0,223	0,216	2000	0,000108	0,0075
S2	0,574	0,574	0,459	0,4451	2000	0,000222	0,0156

Tabulka 1: Návrhové charakteristiky zemětřesení v istanbulsčém metru podle Eurokódu 8

<sup>1</sup> Bay area rapid transit system – projekt rychlé dráhy v oblasti San Francisca, zdroj: <http://www.bart.gov/about/history>



## 2.3 Současný stav problematiky

Jelikož se projevy zemětřesení dotýkají liniových podzemních staveb s menší intenzitou než u pozemních staveb a jiných staveb se zvýšenou citlivostí na vibrace, není seismickému návrhu věnováno tolik pozornosti. Současné evropské regulativy pro stavebnictví nepřinášejí konkrétní řešení, jak postupovat v návrhu u podzemních liniových konstrukcí ohrožených seismickou aktivitou. V rámci ČSN-EN 1997, *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí* a ČSN-EN 1998, *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení* nebyl v řešeršní části této práce nalezen odpovídající postup pro liniové podzemní konstrukce.

Ve světě ovšem existují doporučené postupy, kterými se lze při seismickém návrhu řídit, a které jsou uplatňovány pro mnohé projekty v seismicky aktivních oblastech. Seismické zatížení je chápáno jako přidané zatížení ke statickému zatížení a řeší se individuálně. V diagramu 2 je stručně popsán postup analýzy seismických účinků na podzemní liniové stavby.

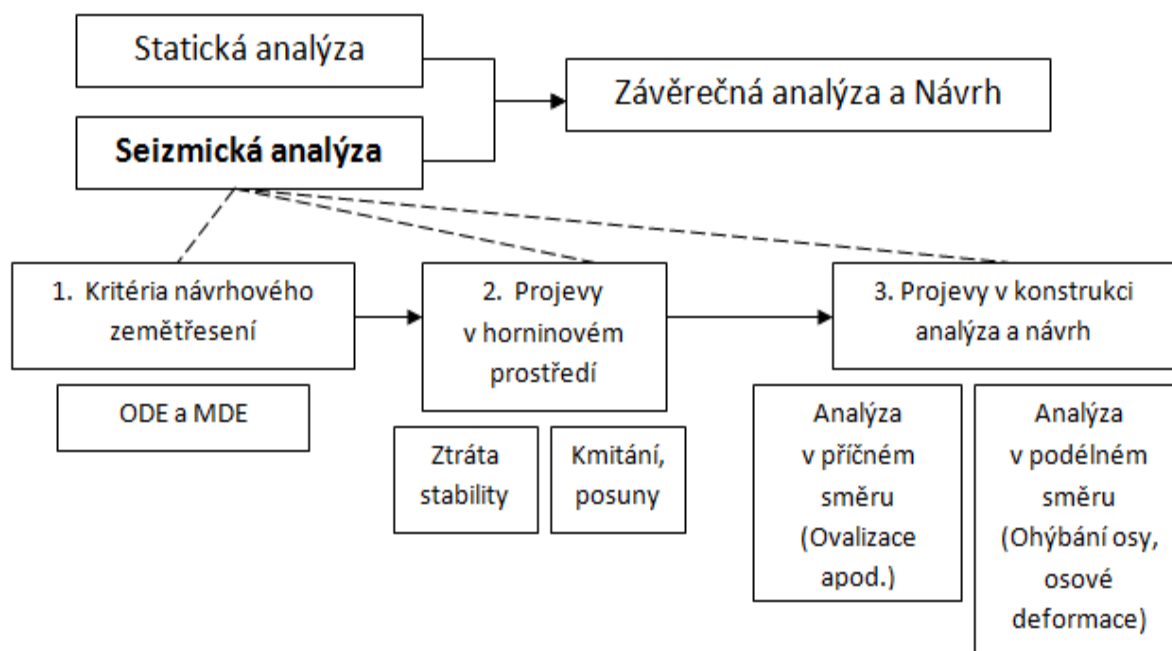


Diagram 2: Schéma seismického návrhu

V rámci této doporučené procedury se stanoví dva stupně intenzity zemětřesení, na které jsou následně provedeny analýzy. První stupněm je ODE – *operational design earthquake* (provozní návrhové zemětřesení S1), které lze reálně očekávat po dobu životnosti stavby a při kterém by mělo být možné konstrukci užívat, což se přibližně rovná 40-50% pravděpodobnosti zasažení. Druhým stupněm je MDE – *maximum design earthquake* (maximální návrhové zemětřesení S2), s pravděpodobností výskytu během životnosti konstrukce kolem 3-5% s důrazem na celkovou stabilitu a ochranu lidských životů. Následně se vyhodnotí, jaký druh poškození podzemní stavbě hrozí a je provedena analýza deformací, napětí a vnitřních sil v podélném a příčném směru na osu konstrukce.

Během projekční činnosti se volí podrobnost seismického návrhu. Obecně lze předpokládat, že stavbám důležitějšího charakteru a stavbám ve zvláště nepříznivých geologických a seismických poměrech bude věnován detailnější rozbor a kvalitnější návrh. Analytické metody, které jsou předmětem této práce, jsou vzhledem ke své jednoduchosti důležitým nástrojem. V současné době se používají, pokud jsou splněny omezující podmínky, buď jako finální analýza, anebo mohou představovat informační předstupeň pro detailnější analýzu. Detailnější analýza se provádí u projektů, kde je to žádoucí, pomocí numerických metod. Kvalitně sestavený numerický model ve výpočetních programech je vzhledem k analytickým metodám časově i finančně náročnější, a tak je i v současnosti vhodné s analytickými metodami počítat.

### 3 PŘÍSTUPY KE STANOVENÍ SEISMICKÉHO ZATÍŽENÍ

Existuje několik způsobů, jak lze určit velikost projevu seismického zatížení na podzemní konstrukce. Tabulka 2 představuje stručný souhrn používaných metod. Předmětem této práce jsou právě analytické metody zvýrazněné v červeném rámečku. Tyto metody jsou v následujících kapitolách rozepsány a podrobeny analýzám.

<i>Přístup</i>	<i>Výhody</i>	<i>Nevýhody</i>	<i>Použitelnost</i>
<b>Metoda zemních tlaků</b>	1.Odzkoušená metoda 2.Minimum vstupních parametrů a početních chyb	1.Nepřiměřené deformace ve větších hloubkách 2.Používá jen některé vlastnosti zemin	Tunely a konstrukce v minimální hloubce
<b>Deformace nedotčeného prostředí</b>	1.Konzervativní pro tuhé konstrukce 2.Jednoduchá metoda 3.Použito v minulosti s dobrými výsledky	1.Problém pokud je tuhost konstrukce značně odlišná od okolí 2.Méně přesná s měnícími se vlastnostmi podloží	Pro podzemní liniové konstrukce se stejnou tuhostí jako okolní horninové prostředí
<b>Spolupůsobení mezi horninou a konstrukcí</b>	1.Přesnější výsledky za použití relativně málo vstupních parametrů. 2.Rozšíření deformací v nedotčeném prostředí 3.Časově a finančně nenáročná metoda	1.Použití jen pro idealizované podmínky 2.Problematika definování rozhraní mezi horninou a konstrukcí 3.Chyby z idealizování vstupních parametrů	Pro podzemní liniové konstrukce v jednoduchých (idealizovaných) podmínkách
<b>Numerické modelování pomocí výpočetních metod</b>	1.Nejlepší vyjádření rozhraní mezi horninou a konstrukcí 2. Přesné výsledky v každém bodě konstrukce 3.Zvládnutí složitého prostředí a geometrie	1.Časově a finančně náročná metoda 2.Vyžaduje mnoho vstupních dat, podle jejich přesnosti se odvíjí věrohodnost výpočtu	Široká použitelnost pro různá prostředí, různě specifikované podzemní konstrukce

Tabulka 2: Možné metody řešení seismického zatížení

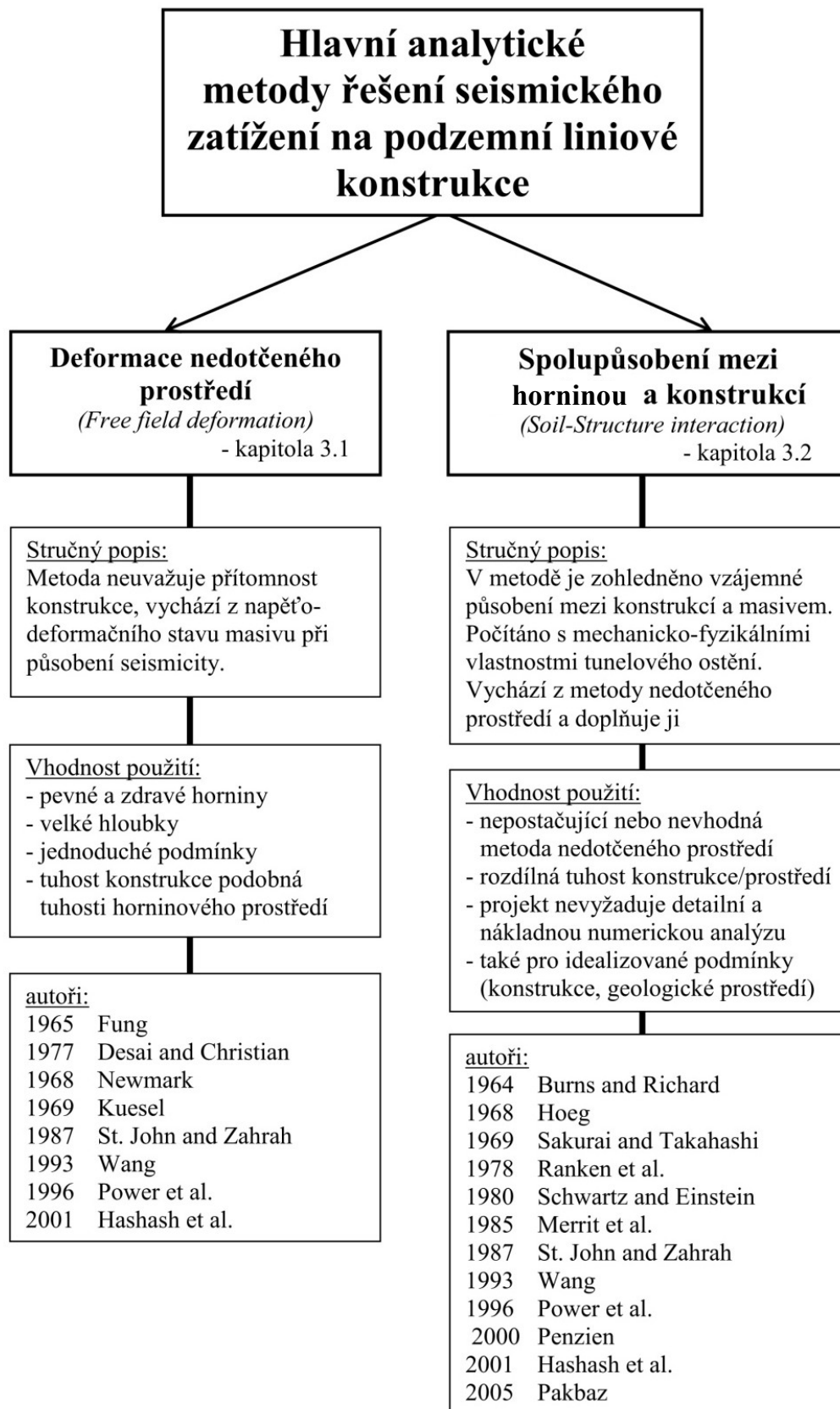
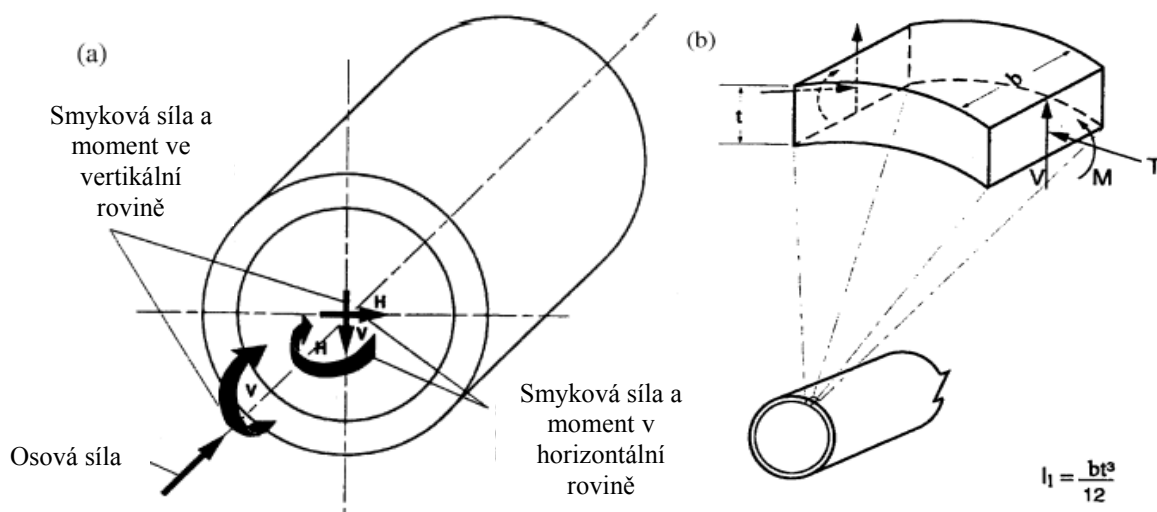


Diagram 3: Hlavní analytické metody

Jak již bylo zmíněno, v této práci se uvažují pouze analytické metody pro předběžný a zjednodušený odhad účinků seismického kmitání na podzemní liniové konstrukce. Numerické metody na základě FEM (metoda konečných prvků) nebo BEM (metoda hraničních prvků), které při správném provedení poskytují přesnější a detailnější výsledky nejsou popsány, ale jsou použity ke srovnání v následující části.



Obrázek 4: Indukované síly a momenty a jejich značení: a) v podélném směru b) v příčném směru

**Pomocí analytických metod lze řešit tyto druhy deformací od seismického zatížení:**

- podélné osově deformace způsobené tlakem nebo tahem
  - analýza v podélném směru:
    - a) osově přetvoření  $\varepsilon_{max}^a$
    - b) smyková síla  $V_{max}$
- ohýbání směrové osy tunelu
  - analýza v podélném směru:
    - a) ohybové přetvoření  $\varepsilon_{max}^b$
    - b) ohybový moment na délku konstrukce  $M_{max}$
    - c) smyková síla  $V_{max}$
- ovalizace, deformace kruhového průřezu zkosením
  - analýza v příčném směru:
    - a) úhlové přetvoření  $\gamma_{max}$
    - b) deformace průřezu  $\Delta d$
    - c) normálová síla v ostění  $T_{max}$
    - d) ohybový moment v ostění  $M_{max}$
    - e) smyková síla  $V_{max}$

### 3.1 Metoda deformací nedotčeného prostředí

#### *(Free-field deformation approach)*

Pojem free-field deformation, česky deformace nedotčeného (neovlivněného) prostředí, popisuje napětí v horninovém prostředí způsobené seismickými vlnami při absenci konstrukce nebo výkopu. Tyto deformace ignorují působení mezi podzemní konstrukcí a okolním prostředím, ale mohou poskytnout prvotní odhad předpokládaných deformací. Projektant se může rozhodnout, jestli použije tento přístup přímo, ale měl by zvážit rozdíly mezi tuhostmi konstrukce a horninového prostředí. (Hashash et. al., 2001)

#### **Klady, zápory a vhodnost:**

- jednoduchá
- dostačující pro konstrukce s přibližně stejnou tuhostí jako okolní prostředí
- relativně málo vstupů
- vhodná pro situace, kde nejsou očekávané silné projevy vibrací (tj. slabší intenzita kmitání, velmi tuhé horninové prostředí, flexibilnější konstrukce než okolí)
- konstrukce ve velké hloubce a v pevných horninách
- nevhodná do měkkých hornin (příliš konzervativní, měkká hornina se více poddává vibracím)

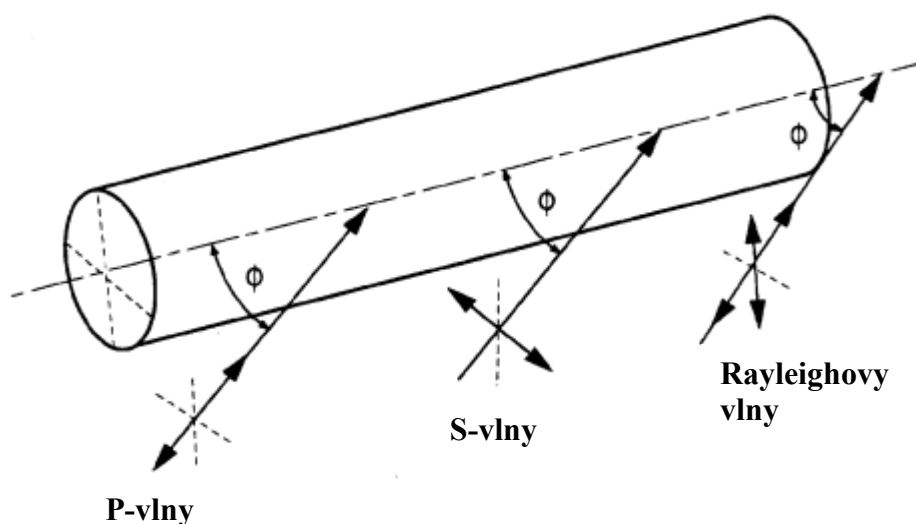
#### 3.1.1 Analýza v podélném směru

Tunel je v tomto řešení uvažován jako pružný prut. Velikost namáhání je ovlivněna úhlem dopadu vln na osu konstrukce. S rostoucím poloměrem tunelu roste i složka ohybové deformace, její podíl je ale o mnoho menší než u osově deformace (Hashash et al., 2001). Je obtížné určit, které vlny budou v dané situaci převládat. Lze důvodně předpokládat, že P-vlny mají nejmenší vliv a Rayleighovy vlny se výrazněji projevují pouze u mělkých staveb a na místech, která jsou podstatně vzdálená od zdroje kmitání (Wang, 1993). Pro analýzu je praktické použít kombinaci osových a ohybových deformací (tabulka 3), kompletní přehled všech složek namáhání je uveden dále (tabulka 4).

Typ vlny		Kombinace osově a ohybové deformace
S – vlny	Obecný vzorec	$\varepsilon^{ab} = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi + r \frac{A_s}{C_s^2} \sin^3 \phi$
	Maximální hodnota	$\varepsilon^{ab} = \frac{V_s}{C_s} \sin 45 \cos 45 + r \frac{A_s}{C_s^2} \sin^3 45$
Rayleighovy vlny	Obecný vzorec	$\varepsilon^{ab} = \frac{V_R}{C_R} \cos^2 \phi + r \frac{A_R}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	Maximální hodnota	$\varepsilon^{ab} = \frac{V_R}{C_R} \cos^2 0 + r \frac{A_R}{C_R^2} \sin 0 \cos^2 0$
P – vlny	Obecný vzorec	$\varepsilon^{ab} = \frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{A_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi$

Tabulka 3: Kombinované osově a ohybové deformace

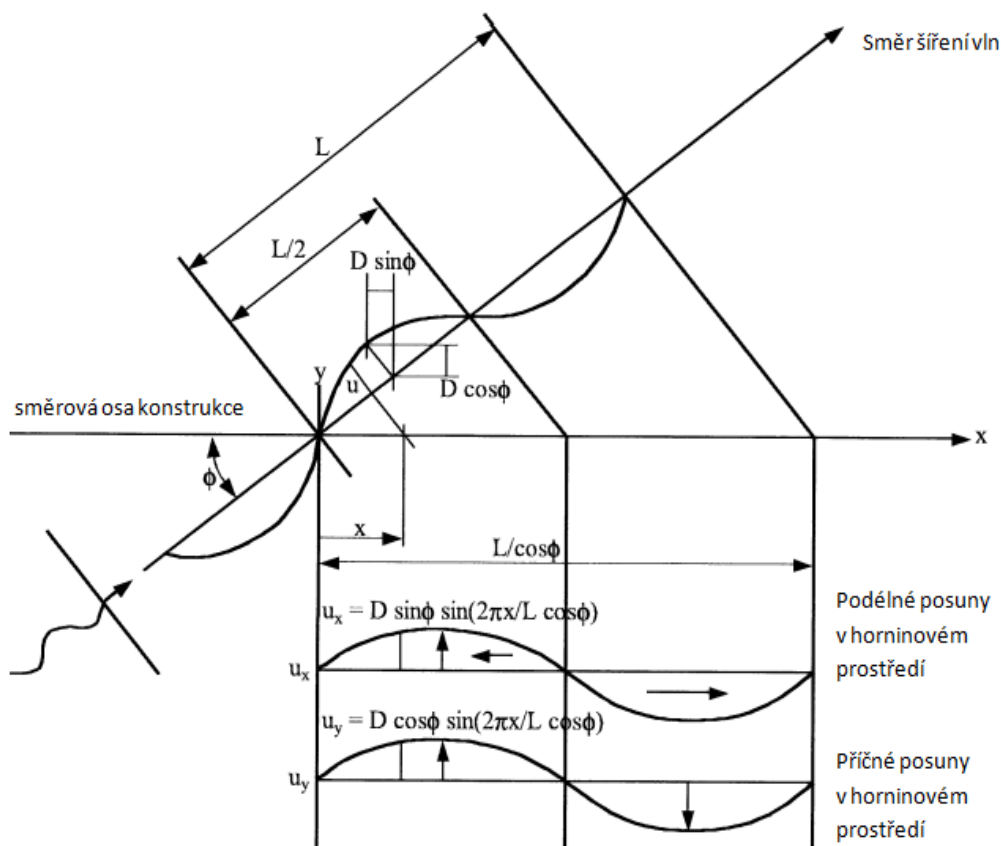
V obou tabulkách se vyskytuje  $\phi$  - úhel dopadu vlnění na osu konstrukce. Podle tohoto úhlu se odvíjí síla projevu vlnění. Ve většině případů dopadá vlnění pod obecným, neznámým úhlem. V seismické analýze, pokud není dostatečně specifikovaný mechanismus zdroje vlnění, se uvažuje nejnepříznivější stav. Hodnoty úhlů, kdy dochází u konkrétního případu k maximu, jsou také uvedeny v tabulkách.



Obrázek 5: Seismické vlny způsobující osově a ohybové deformace

	Podélné napětí	Normálové napětí	Smykové napětí	Zakřivení
P-Vlny	$\varepsilon_l = \frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 0^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_P}{C_P} \sin^2 \phi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P} \sin \phi \cos \phi$ $\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi$ $\frac{1}{\rho_{\max}} = 0.385 \frac{a_P}{C_P^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
S-Vlny	$\varepsilon_l = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S} \cos^2 \phi$ $\gamma_m = \frac{V_S}{C_S}$ for $\phi = 0^\circ$	$K = \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi$ $K_m = \frac{a_S}{C_S^2}$ for $\phi = 0^\circ$
Rayleighovy vlny	$\varepsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$ $\gamma_m = \frac{V_P}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$ $K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$ $\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$ $K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

Tabulka 4: Rozložení namáhání do všech složek napětí



Obrázek 6: Rozklad obecné vlny k ose konstrukce



Ze vzorců v tabulce 4 mohou být vyjádřeny následující rovnice pro přibližné určení vnitřních sil v ostění tunelu, pokud se dodají parametry tunelového ostění  $A_t, D, E_t, I_t$ . (St. John and Zahrah, 1987).

$$M = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cdot (\cos^3 \phi) \cdot E_t \cdot I_t \cdot D \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L/\cos \phi}\right) \quad (1)$$

$$V = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 \cdot (\cos^4 \phi) \cdot E_t \cdot I_t \cdot D \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{L/\cos \phi}\right) \quad (2)$$

$$Q = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi \cdot E_t \cdot A_t \cdot D \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{L/\cos \phi}\right) \quad (3)$$

### 3.1.2 Analýza v příčném směru

Ovalizační deformace se objevují, když se úhel dopadajícího vlnění k ose podzemní konstrukce blíží  $90^\circ$ . Uplatní se při analýze průřezu v 2D při rovinné deformaci. Proběhlé studie nasvědčují, že ovalizace může být způsobena vlněním v horizontálním nebo šikmém směru, ale hlavním původcem je vlnění ve vertikálním směru (Wang, 1993). Maximální deformace v příčném směru neboli smykové namáhání (4), udává zkosení horninového prostředí (Obrázek 7). Je to podíl mezi maximální rychlostí šíření S-vlny a zdánlivou rychlostí S-vlny v konkrétním prostředí. Zdánlivá rychlost S-vlny (5) se počítá s modulem pružnosti ve smyku a objemovou tíhou horniny v dané hloubce. Tabulka 5 udává přibližné hodnoty  $C_s$  podle typu horninového prostředí. Konzervativně lze použít i hodnoty v intervalu 2 – 4 km/s (Power et al., 1996; Paolucci & Pitilakis, 2007).

Horninové prostředí	$C_s$ [m/s]
A) Pevné skalní horniny	> 1500
B) Skalní horniny	760 – 1500
C) Velmi pevné zeminy, měkké skalní horniny	360 – 760
D) Pevné zeminy	180 – 360
E) Měkké zeminy	< 180

Tabulka 5: Zdánlivá rychlost šíření S-vlny podle typu prostředí

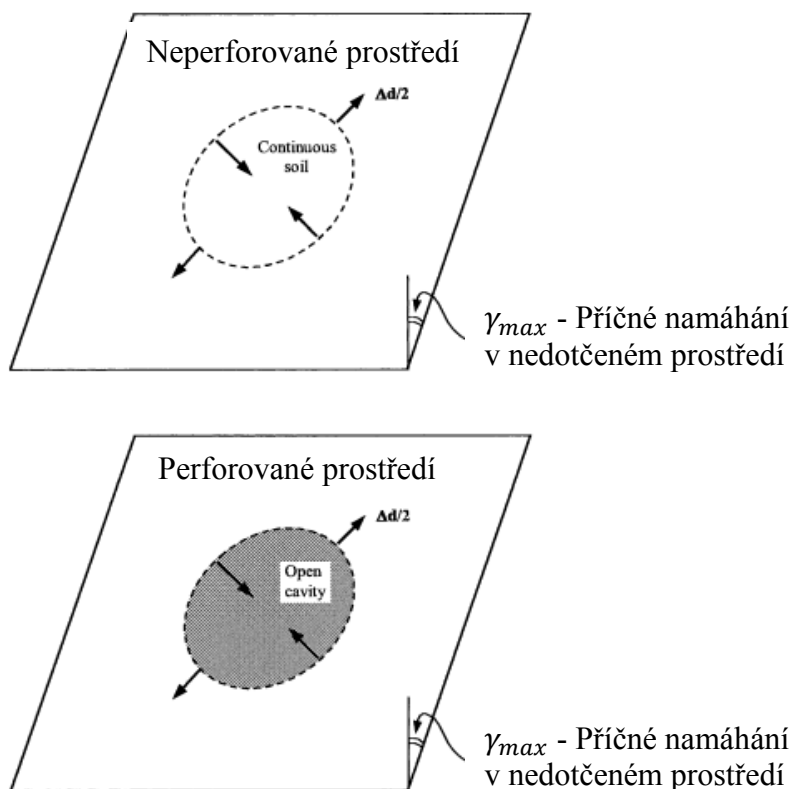
$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (4)$$

$$C_s = \frac{\sqrt{G_m}}{\gamma_p} \quad (5)$$

Příčné deformace  $\gamma_{max}$  jsou definovány dvěma přístupy podle obrázku 7. V neperforovaném prostředí je maximální přetvoření průřezu funkcí příčného přetvoření v nedotčeném prostředí (6). Tento přístup je vhodné použít, když je tuhost horninového prostředí stejná jako tuhost konstrukce. V perforovaném prostředí vstupuje do výpočtu Poissionovo číslo horninového prostředí  $\nu_p$  (7). Maximální namáhání bude 2 až 3 větší než podle první rovnice. Tato rovnice (7) se používá, pokud je relativní tuhost konstrukce menší než okolní prostředí. Jestliže je konstrukce tužší než okolní prostředí, namáhání bude menší než v první rovnici (6). (Wang, 1993)

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (6)$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2 \gamma_{max}(1 - \nu_p) \quad (7)$$



Obrázek 7: Deformace průřezu neperforovaného a perforovaného prostředí

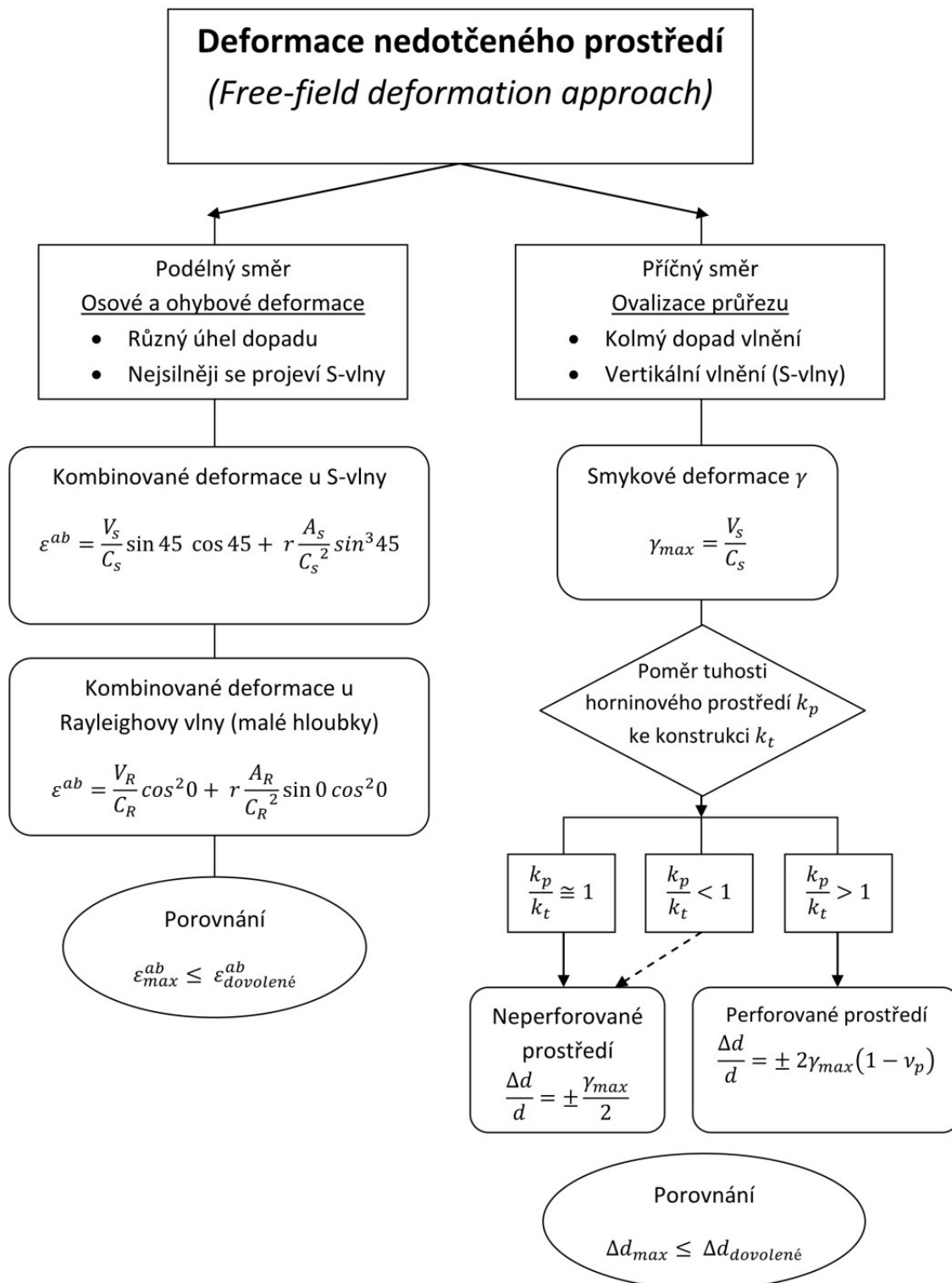


Diagram 4: Souhrn metody deformací v nedotčeném prostředí

### 3.1.3 Určení maximální příčné deformace v souladu s EC8

V této podkapitole je popsán postup pro určení maximální příčné deformace  $\gamma_{max}$  s použitím metody deformací v nedotčeném prostředí a jeho aplikování podle Eurokódu 8, ČSN EN 1998-1.

- $a_{gR}$  – Maximální hodnota zrychlení, dána národní přílohou pro danou oblast, je počátečním bodem postupu (pouze v tuhém podloží, jinak je aplikace faktoru  $S$  podle EC8 neplatná), používaný anglický ekvivalent je PGA – *peak ground acceleration*.
- $a_{max,s}$  – Lokální maximální zrychlení (site-specific peak ground acceleration) (8).
- $S$  – Faktor horninového prostředí definovaný v EC8 podle typu horninového prostředí a podle stupně momentové škály (*Tabulka 6*).
- $a_{z,max}$  – Maximální zrychlení v dané hloubce (11).

$$a_{max,s} = S \cdot a_{gR} \quad (8)$$

<b><math>M_w &lt; 5,5</math></b>	Ground type	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
	A	1,0	0,05	0,25	1,2
	B	1,35	0,05	0,25	1,2
	C	1,5	0,10	0,25	1,2
	D	1,8	0,10	0,30	1,2
	E	1,6	0,05	0,25	1,2
<b><math>M_w &gt; 5,5</math></b>	Ground type	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
	A	1,0	0,15	0,4	2,0
	B	1,2	0,15	0,5	2,0
	C	1,15	0,20	0,6	2,0
	D	1,35	0,20	0,8	2,0
	E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabulka 6: Faktor horninového prostředí podle EC8

$$a_{z,max} = c \cdot a_{max,s} \quad (11)$$

Hloubka tunelu	c – poměr mezi pohybem prostředí v hloubce a při povrchu
< 6m	1.0
6 – 15	0.9
15 - 30	0.8
> 30	0.7

Tabulka 7: Poměr pohybu prostředí *c* podle hloubky

$$V_s = k \cdot a_{z,max} \quad (12)$$

Momentová škála ( $M_w$ )	k - Poměr maximální rychlosti šíření (cm/s) k maximálnímu zrychlení (g)		
	Vzdálenost od zdroje (km):		
Skalní horniny			
6,5	66	76	86
7,5	97	109	97
8,5	127	140	152
Pevné zeminy			
6,5	94	102	109
7,5	140	127	155
8,5	180	188	193
Měkké zeminy			
6,5	140	132	142
7,5	208	165	201
8,5	269	244	251
* Typy hornin v této tabulce mají následující rychlosti šíření S-vlny: skalní horniny > 750 m/s; pevné zeminy 200-750 m/s a měkké zeminy < 200 m/s. Vztah mezi rychlosti a zrychlením je méně přesný v měkkých zeminách.			

Tabulka 8: Poměr maximální rychlosti šíření *k* maximálnímu zrychlení *k* podle vzdálenosti od zdroje, typu horniny a momentové škály

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (13)$$

$C_s$  - Zdánlivá rychlost S-vlny podle rovnice (5), alternativně lze použít hodnoty v intervalu 2 – 4 km/s (Power et al., 1996; Paolucci & Pitilakis, 2007).

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \frac{h_{mod}}{2} \quad (14)$$

Hodnota maximální příčné deformace  $\gamma_{max}$  koresponduje s maximálním horizontálním posunem v numerických modelech podle rovnice (14) (Pescara, 2011)

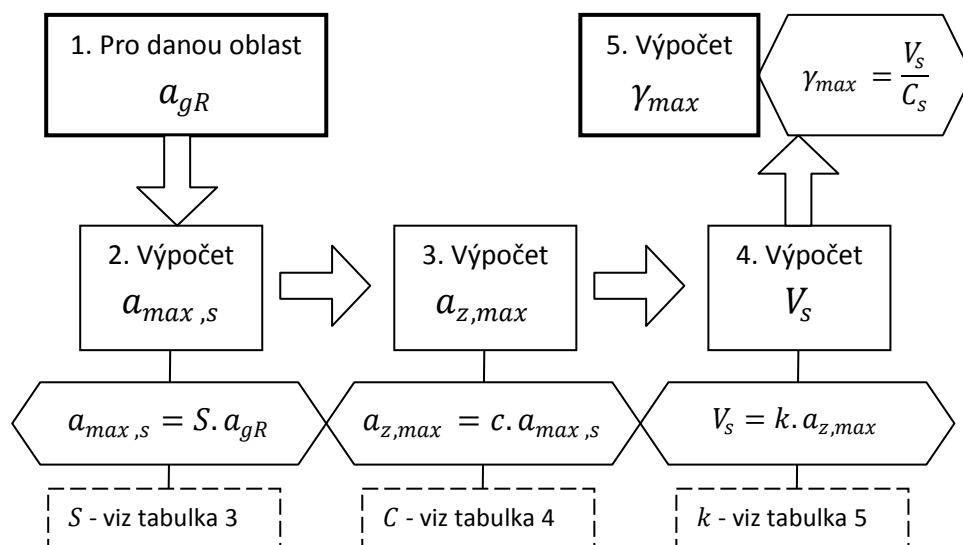


Diagram 5: Postup výpočtu příčné deformace v souladu s EC8

### 3.2 Metoda spolupůsobení mezi horninou a konstrukcí

#### *(Soil-structure interaction approach)*

Podle názvu metody je v tomto postupu oproti metodě deformací nedotčeného prostředí (kapitola 3.1) zahrnut i vliv konstrukce. V podstatě se jedná o vyšší stupeň analýzy. Jsou zde přesněji vyjádřeny vztahy mezi horninovým prostředím a konstrukcí. Výsledné hodnoty je možné použít a porovnávat s vyšším stupněm jistoty. K této metodě se přistupuje, když už není doporučeno použití předchozí metody anebo je potřeba přesnější analýzy.

#### **Předpoklady:**

- kruhový tvar průřezu
- nekonečné, elastické, homogenní a izotropní horninové prostředí
- kruhové ostění je zpravidla pružné a jako tenkostěnný tubus při rovinné deformaci
- podmínky plného nebo nulového prokluzu po celé délce kontaktu ostění-hornina
- zatěžovací stavy jsou simulovány jako vnější zatížení

(Pescara, 2011)

Během zemětřesení dochází k silnému efektu spolupůsobení, který je vyvolán mezi podzemní konstrukcí a okolní horninou. Toto spolupůsobení souvisí s dvěma zásadními parametry, jmenovitě poměr ohebnosti mezi konstrukcí a horninou  $F$  a charakteristikou rozhraní mezi konstrukcí a horninou. Obecně se oba parametry mění podle seismického buzení a závisí na modulu pružnosti ve smyku  $G$ , který je ovlivněn horninovým napětím a nelineárním chováním hornin (Pitilakis K. and Tsinidis G. 2014).

### 3.2.1 Analýza v podélném směru

Jedná se o kvazi-statický model, ve kterém se uvažuje prvek na pružných podporách a je počítáno se vzájemným působením mezi horninou a konstrukcí. V tomto řešení jsou ignorovány dynamické vnitřní síly. Maximální přetvoření v konstrukci  $\varepsilon_{max}^a$  je osově, způsobené S-vlnou pod úhlem dopadu  $45^\circ$  na podélnou osu konstrukce (St. John and Zahrah, 1987).

$$\varepsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) A}{2 + \left(\frac{E_t \cdot A_t}{K_a}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{f \cdot L}{4 E_t \cdot I_t} \quad (15)$$

Osově napětí v ostění  $\varepsilon_{max}^a$  je limitováno maximální třecí silou mezi ostěním a horninou vyjádřenou v pravé části rovnice (15). Maximální ohybové napětí  $\varepsilon_{max}^b$  je způsobené S-vlnou pod úhlem dopadu  $0^\circ$ .

$$\varepsilon_{max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \left(\frac{E_t \cdot I_t}{K_t}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \quad (16)$$

Jelikož se předpokládá, že ostění i prostředí jsou ideálně pružné, mohou být tato napětí superponována. Při seismickém zatížení je nutné vzhledem k vlnovému charakteru počítat s kladným i záporným napětím. Konzervativní stanovení totálního osového zatížení je získáno podle rovnice (17) (Power et al., 1996). Při použití této teorie je možné vyjádřit maximální smykovou sílu a ohybový moment podle následující rovnice (18):

$$\varepsilon_{max}^{ab} = \varepsilon_{max}^a + \varepsilon_{max}^b \quad (17)$$

$$V_{max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_t \cdot I_t \cdot A}{1 + \frac{E_t \cdot I_t}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \cdot M_{max} \quad (18)$$

$$\Downarrow$$

$$V_{max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_t \cdot I_t \cdot A}{1 + \frac{E_t \cdot I_t}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \left( \frac{E_t \cdot I_t \cdot \varepsilon_{max}^b}{r} \right)$$



V předešlých rovnicích se vyskytují koeficienty pružnosti  $K_t, K_a$ , které charakterizují horninové prostředí v osovém (*axial*) a příčném (*transversal*) směru. St. John and Zahrah (1987) předpokládá, že koeficienty pružnosti prostředí jsou funkcí přicházející vlnové délky (*incident wavelength*).

$$K_t = K_a = \frac{16\pi \cdot G_p(1 - \nu_p)}{(3 - 4\nu_p)} \frac{d}{L} \quad (19)$$

Parametry ideálně sinusoidní vlny pro použití u přístupu spolupůsobení horniny a konstrukce a jejich určení jsou popsány níže. Podle Matsubara (Matsubara et al., 1995) je vhodné vypočítat vlnovou délku z rovnice (20). Převládající perioda S-vlny je vypočtena podle (21) za předpokladu izotropního a celistvého prostředí, které leží na pevnějších horninách (St. John and Zahrah, 1987).

$$L = T \cdot C_s \quad (20)$$

$$T = \frac{4h}{C_s} \quad (21)$$

Pro tento postup je nutné určit amplitudu kmitání  $A$ . Může být vyjádřena z následujících rovnic v nedotčeném prostředí. Rovnice (22) vychází z osového přetvoření  $\varepsilon_{max}^a$  a rovnice (23) z ohybového přetvoření  $\varepsilon_{max}^b$ .

$$\frac{2\pi \cdot A}{L} = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi \quad (22)$$

$$\frac{4\pi^2 \cdot A}{L^2} = \frac{a_s}{C_s} \cos^3 \phi \quad (23)$$

### 3.2.2 Analýza v příčném směru

Analýza v příčném směru s přihlédnutím ke spolupůsobení hornina – konstrukce čerpá některé hodnoty  $\Delta d_{nedotčené}$  a  $\gamma_{max}$  z deformační metody v nedotčeném prostředí a rozšiřuje tuto analýzu o indukované vnitřní síly během seismického zatížení. Pro zjištění ovalizace průřezu je nutné nejdříve důkladně popsat relativitu tuhostí mezi těmito dvěma elementy. K tomuto účelu slouží poměr stlačitelnosti  $C$  (24) a poměr ohebnosti  $F$  (25). Pokud je  $F > 20$  je dostačující použít metodu deformací nedotčeného prostředí (Peck et al., 1972). Pro přehlednost se počítá tzv. poměr porušení konstrukce  $R$  (26), který je definovaný jako poměr deformací konstrukce k deformacím nedotčeného prostředí.

$$C = \frac{E_p(1 - \nu_t^2)r}{E_t \cdot t(1 + \nu_p)(1 - 2\nu_p)} \quad (24)$$

$$F = \frac{E_p(1 - \nu_t^2)r^3}{6E_t \cdot I(1 + \nu_p)} \quad (25)$$

$$R = \frac{\Delta d_{konstrukce}}{\Delta d_{nedotčené}} \quad (26)$$

Na rozhraní mezi konstrukcí a horninou teoreticky dochází ke dvěma extrémním stavům. Stav s plným, hladkým prokluzem (*Full slip conditions*) a stav bez prokluzu (*No slip conditions*). Podle různých studií je tento prokluz možný jen u konstrukcí v měkkých zeminách anebo při velmi silném seismickém zatížení. U většiny tunelů je rozhraní s horninou někde mezi stavem s plným a žádným prokluzem. Nicméně při předpokladu plného prokluzu dochází k podhodnocení maximální normálové síly  $T_{max}$  a je proto doporučeno, aby se počítala s předpokladem nulového prokluzu (Schwartz and Einstein, 1980).

### Plný prokluz (full slip) podle Wanga:

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_p)}{2F + 5 - 6\nu_p} \quad (27)$$

$$\frac{\Delta d_{konstrukce}}{\Delta d_{nedotčené}} = \pm \frac{2}{3} K_1 \cdot F \quad (28)$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 \cdot F \cdot \gamma_{max} \quad (29)$$

$$T_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_p}{(1 + \nu_p)} r \cdot \gamma_{max} \quad (30)$$

$$F < 20 \quad M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_p}{(1 + \nu_p)} r^2 \cdot \gamma_{max} \quad (31)^2$$

$$F > 20 \quad M_{max} = \pm \frac{1}{10} K_1 \frac{E_p}{(1 + \nu_p)} r^2 \cdot \gamma_{max} \quad (32)^3$$

Hodnoty pro maximální ohybový moment  $M_{max}$  a deformace průřezu dosahují přijatelných a konzervativních hodnot i při použití plného prokluzu (Wang, 1993). Pouze hodnoty maximálního normálového napětí  $T_{max}$  je nutné prověřit i za předpokladu nulového prokluzu s použitím nového koeficientu reakce ostění  $K_2$ .

### Nulový prokluz podle Wanga:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_p) - (1 - 2\nu_p)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_p)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_p) + (1 - 2\nu_p)C] + C\left(\frac{5}{2} - 8\nu_p + 6\nu_p^2\right) + 5 - 8\nu_p} \quad (33)$$

$$T_{max} = \pm K_2 \frac{E_p}{2(1 + \nu_p)} r \cdot \gamma_{max} = \pm K_2 \cdot \tau_{max} \cdot r \quad (34)$$

<sup>2 3</sup> Zpřesnění výpočtu  $M_{max}$  v závislosti na poměr ohebnosti  $F$  (Pakbaz, 2005)

Penzien a Wu (Penzien and Wu, 1998), (Penzien, 2000) představují alternativní přístup k výpočtu maximální normálové síly (38), ohybového momentu (39) a smykové síly (40) za předpokladu plného prokluzu. V první rovnici (35) je vyjádřena souvislost deformace průřezu v nedotčeném prostředí s příčnou deformací prostředí.

**Plný prokluz (full slip) podle Penziena a Wu:**

$$\Delta d_{konstrukce} = R \cdot \Delta d_{nedotčené} = R \frac{d}{2} \gamma_{max} \quad (35)$$

$$R = \frac{4(1 - \nu_p)}{\alpha + 1} \quad (36)$$

$$\alpha = \frac{12E_t \cdot I(5 - 6\nu_p)}{d^3 \cdot G_p(1 - \nu_t^2)} \quad (37)$$

$$T_{max} = \pm \frac{6E_t \cdot I \cdot R}{d^2(1 - \nu_t^2)} \gamma_{max} \quad (38)$$

$$M_{max} = \pm \frac{3E_t \cdot I \cdot R}{d(1 - \nu_t^2)} \gamma_{max} \quad (39)$$

$$V_{max} = \pm \frac{12E_t \cdot I \cdot R}{d^2(1 - \nu_t^2)} \gamma_{max} \quad (40)$$

**Nulový prokluz (no slip) podle Penziena a Wu:<sup>4</sup>**

$$\Delta d_{konstrukce} = R \cdot \Delta d_{nedotčené} = R \frac{d}{2} \gamma_{max} \quad (41)$$

$$R = \frac{4(1 - \nu_p)}{\alpha + 1} \quad (42)$$

$$\alpha = \frac{24E_t \cdot I(3 - 4\nu_p)}{d^3 \cdot G_p(1 - \nu_t^2)} \quad (43)$$

$$T_{max} = \pm \frac{12E_t \cdot I \cdot R}{d^2(1 - \nu_t^2)} \gamma_{max} \quad (44)$$

$$M_{max} = \pm \frac{3E_t \cdot I \cdot R}{d(1 - \nu_t^2)} \gamma_{max} \quad (45)$$

$$V_{max} = \pm \frac{12E_t \cdot I \cdot R}{d^2(1 - \nu_t^2)} \gamma_{max} \quad (46)$$

<sup>4</sup> Vzorce i postup jsou téměř totožné s plným prokluzem, změněné hodnoty jsou zvýrazněny tučně.

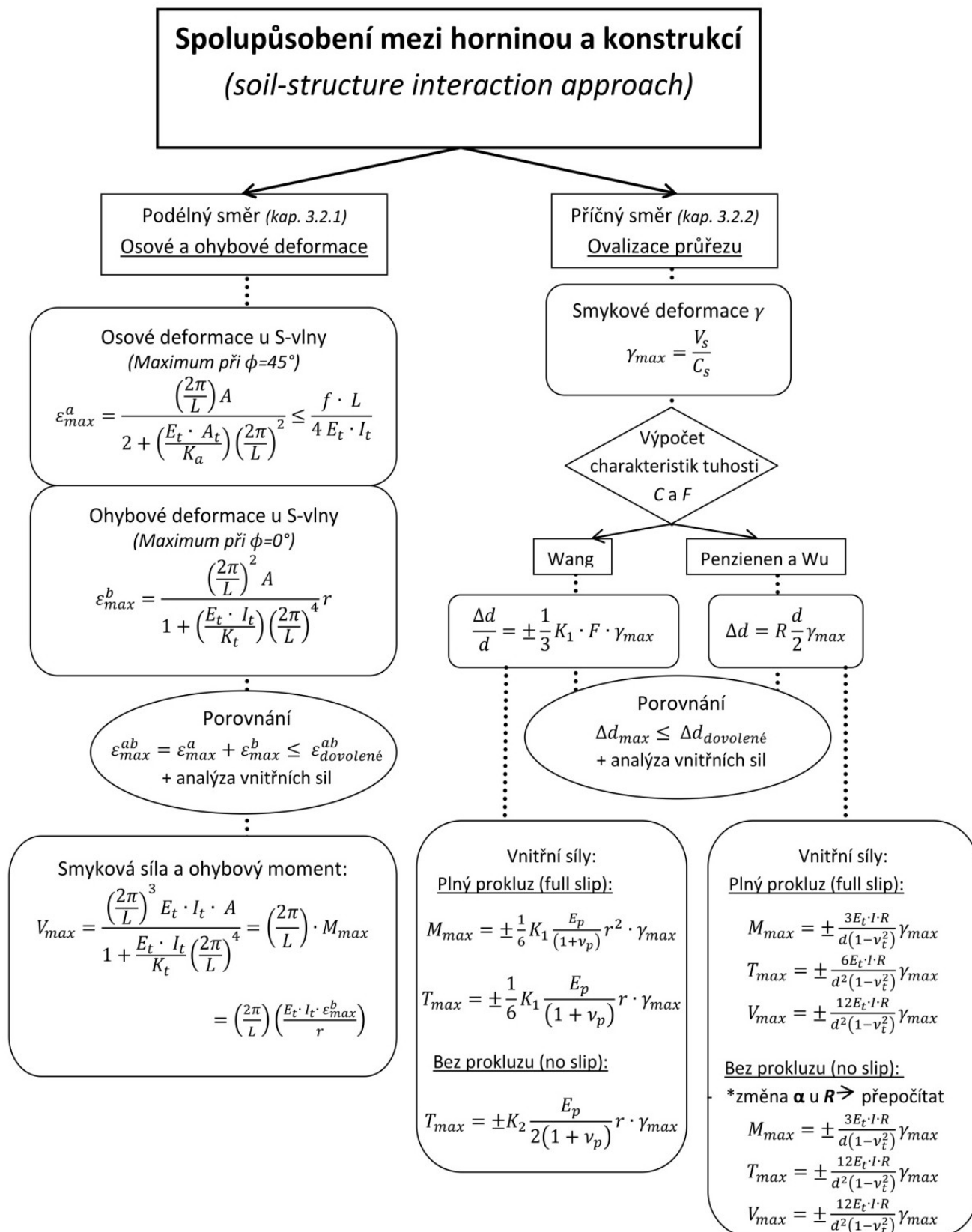


Diagram 6: Souhrn metody deformací v nedotčeném prostředí

## 4 ANALÝZA A SROVNÁNÍ VYBRANÝCH METOD

Následující kapitola se věnuje podrobněji problematice analytických metod pro podzemní konstrukce a jejím cílem je prověřit jejich správnost a porovnat změny u vybraných důležitých parametrů. Mnoho srovnání a důkazů použitelnosti již bylo provedeno. Některé jsou veřejně dostupné a jsou proto uvedeny v této práci.

### 4.1 Ověření metod pro ovalizaci (Hashash, 2005)

Pro analýzy v příčném směru existují dvě podobné metody zmíněné v kapitole 3.2.2. Tento příspěvek se věnuje porovnávání příčné deformace a maximálních vnitřních sil. Parametry modelového tunelu a horninového prostředí jsou uvedeny v tabulce 10. Výpočty proběhly pro tři typy horninového prostředí. Konkrétně jsou vypočteny hodnoty pro poměr porušení  $R = \Delta d_{\text{konstrukce}} / \Delta d_{\text{nedotčené}}$  a vnitřní síly  $T_{\max}$ ,  $M_{\max}$ ,  $V_{\max}$  a následně je jejich rozdíl uveden v procentech v tabulce 9. Ve všech případech se počítalo s úhlovým přetvořením  $\gamma_{\max} = 0,00252$ .

	Wang		Penzien		Rozdíl %	
	Plný prokluz	Nulový prokluz	Plný prokluz	Nulový prokluz	Plný prokluz	Nulový prokluz
<i>Prostředí 1</i>						
$R$	2,58	2,58	2,58	2,55	<b>0</b>	<b>1,2</b>
$T_{\max}$	62,94	1045,38	62,94	124,64	<b>0</b>	<b>738,7</b>
$M_{\max}$	188,81	188,81	188,81	186,95	<b>0</b>	<b>1,0</b>
$V_{\max}$	-	-	125,87	124,64		
<i>Prostředí 2</i>						
$R$	1,92	1,92	1,92	1,92	<b>0</b>	<b>0,0</b>
$T_{\max}$	46,83	813,59	46,83	93,60	<b>0</b>	<b>769,2</b>
$M_{\max}$	140,48	140,48	140,48	140,40	<b>0</b>	<b>0,06</b>
$V_{\max}$	-	-	46,83	93,60		
<i>Prostředí 3</i>						
$R$	1,84	1,84	1,84	1,84	<b>0</b>	<b>0,0</b>
$T_{\max}$	44,99	507,21	44,99	89,90	<b>0</b>	<b>464,2</b>
$M_{\max}$	134,97	134,97	134,97	134,85	<b>0</b>	<b>0,09</b>
$V_{\max}$	-	-	44,99	89,90		

Tabulka 9: Výsledné síly a porovnání

Youngův model pružnosti ostění	$E_t$	24 800 MPa	Prostředí 1	$E_p$	312 MPa
Plocha ostění (na metr délky)	$A_t$	0,3 m <sup>2</sup> /m		$\nu_p$	0,3
Moment setrvačnosti ostění	$I_t$	0,00225 m <sup>4</sup> /m	Prostředí 2	$E_p$	312 MPa
				$\nu_p$	0,49
Tloušťka ostění	$t$	0,3 m	Prostředí 3	$E_p$	185,4 MPa
Poissonovo číslo ostění	$\nu_t$	0,2		$\nu_p$	0,49

Tabulka 10: Parametry tunelu a horninového prostředí

Z porovnání vychází, že při předpokladu plného prokluzu jsou výsledky shodné u obou autorů. Co se týče podmínek nulového prokluzu, zde jsou již odlišné hodnoty. Penzien předpokládá daleko menší normálové síly než Wang. Rozdíl je u prvního a druhého prostředí přibližně sedminásobný, u třetího čtyřnásobný. Z toho lze usuzovat, že čím je prostředí tužší, tím větší bude rozdíl. Ohybový moment a poměr porušení vychází zhruba stejně.

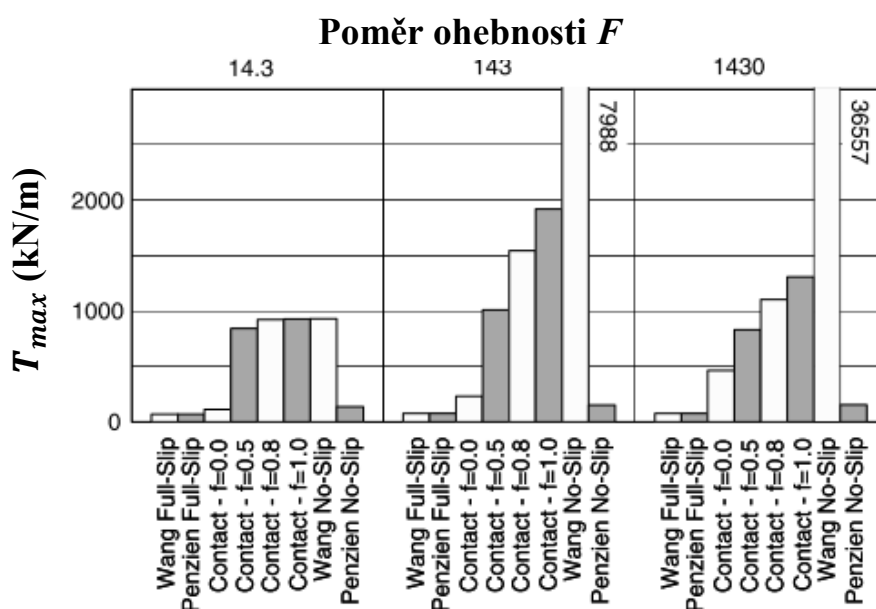
Aby se rozhodlo, který postup se blíží více realitě, bylo provedeno srovnání podmínek nulového prokluzu s numerickým modelem na bázi konečných prvků, Plaxisem (Tabulka 11). Rozdíl u momentů a u poměrů porušení  $R$  je přibližně 15% na konzervativní stranu pro analytické metody. U normálových sil je zanedbatelný rozdíl pro výpočet podle Wanga. Na základě těchto výsledků se nedoporučuje používat Penzienovu metodu pro podmínky blízké nulovému prokluzu mezi ostěním a horninou.

	Nulový prokluz			Rozdíl %	Rozdíl %
Prostředí 1	Plaxis	Wang	Penzien	Plaxis/Wang	Plaxis/Penzien
$R$	2,18	2,58	2,55	-15,5	-14,5
$T_{max}$	1050	1045,38	124,64	0,4	742,4
$M_{max}$	158,87	188,81	186,95	-15,9	-15
$V_{max}$	105,98	-	124,64	-	-15
Prostředí 2					
$R$	1,86	1,92	1,92	-3,1	-3,1
$T_{max}$	820,86	813,59	96,60	0,9	777,0
$M_{max}$	138,89	140,48	140,40	-1,9	-1,1
$V_{max}$	95,28	-	93,60	-	1,8
Prostředí 3					
$R$	1,82	1,84	1,84	-1,1	-1,1
$T_{max}$	511,28	507,21	89,90	-0,8	468,7
$M_{max}$	133,43	134,97	134,85	-1,1	-1,1
$V_{max}$	90,38	-	89,90	-	0,5

Tabulka 11: Porovnání s numerickým modelem Plaxis

## 4.2 Prověření rozhraní mezi ostěním a horninou u příčné analýzy (Sedarat et al., 2008)

Hlavním cílem je zjistit, jaký vliv má součinitel smykového tření  $f$ , a dále jeho porovnání s podmínkami plného prokluzu a nulového prokluzu. Pro srovnání je použita 2D analýza v programu Adina (2005) pracující na bázi konečných prvků. V inženýrské praxi se někdy silně spoléhá na analytická řešení, bez ohledu na jejich omezení (Sedarat et al. 2008). Pro výpočty se uvažovalo s variací součinitele smykového tření  $f$  (0,0 až 1,0) a poměru ohebnosti  $F$ . Pro srovnání byl použit tunel o tloušťce ostění 0,36 m při úhlovém přetvoření  $\gamma_{max} = 0,005$ .



Obrázek 8: Normálové síly podle různých modelů a poměrů ohebnosti  $F$

Tento příspěvek poukazuje na důležitost více reálně modelovat rozhraní mezi konstrukcí a horninou při seismické analýze. Kontaktní rozhraní použité u výpočetních modelů zabráňuje vytvoření nereálných tahových napětí a kontroluje vznik tangenciálního napětí mezi ostěním a horninou. Přírůstky normálových sil jsou značně rozdílné od analytických řešení. Ohybové momenty nejsou na toto rozhraní tolik citlivé. Tření na rozhraní je nelineární fenomén a nemůže být dokonale zvládnuto analytickými metodami. Podle výsledků je zřejmé, že i při velmi vysoké hodnotě součinitele smykového tření  $f = 1,0$  rozhraní limituje tangenciální napětí. Normálová síla je poté o mnoho menší než u předpokladu nulového prokluzu.



### 4.3 Citlivostní analýza v podélném směru

Následující část je věnována vlastní analýze metody spolupůsobení mezi horninou a konstrukcí (kapitola 3.2), která byla vykonána pomocí programu MS Excel. V citlivostní analýze jsou použity 3 typy horninového prostředí charakterizující měkké horniny, středně tvrdé horniny a tvrdé horniny (tabulka 12). V této tabulce jsou uvedeny i seismické parametry pro dané horninové prostředí podle eurokódu 8 vycházející z jednotné maximální hodnoty zrychlení  $a_{gR} = 2 \text{ m/s}^2$ . Základní parametry tunelu, jsou uvedeny v tabulce 13. Vybranými varioványými parametry je průměr konstrukce  $d$  v rozmezí 2 až 12 metrů a modul pružnosti ostění  $E_t$  od 12 000 až po 40 000 MPa. Pro následující analýzy se výrazně neprojeví hloubka umístění konstrukce pod povrchem. Podle předložených postupů se projeví pouze ve výpočtu parametru  $V_s$ , který se s hloubkou snižuje.

	Měkké horniny	Středně tvrdé	Tvrdé horniny
Objemová tíha	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo	$\nu = 0,4$	$\nu = 0,2$	$\nu = 0,15$
Modul pružnosti horninového prostředí	$E_p = 20 \text{ MPa}$	$E_p = 200 \text{ MPa}$	$E_p = 2000 \text{ MPa}$
Rychlost šíření S-vlny	$V_s = 1,056 \text{ m/s}$	$V_s = 2,1 \text{ m/s}$	$V_s = 3,584 \text{ m/s}$
Zdánlivá rychlost šíření S-vlny	$C_s = 250 \text{ m/s}$	$C_s = 750 \text{ m/s}$	$C_s = 2000 \text{ m/s}$
Úhlové přetvoření	$\gamma_{\max} = 0,0042$	$\gamma_{\max} = 0,0028$	$\gamma_{\max} = 0,0018$

Tabulka 12: Parametry horninového prostředí

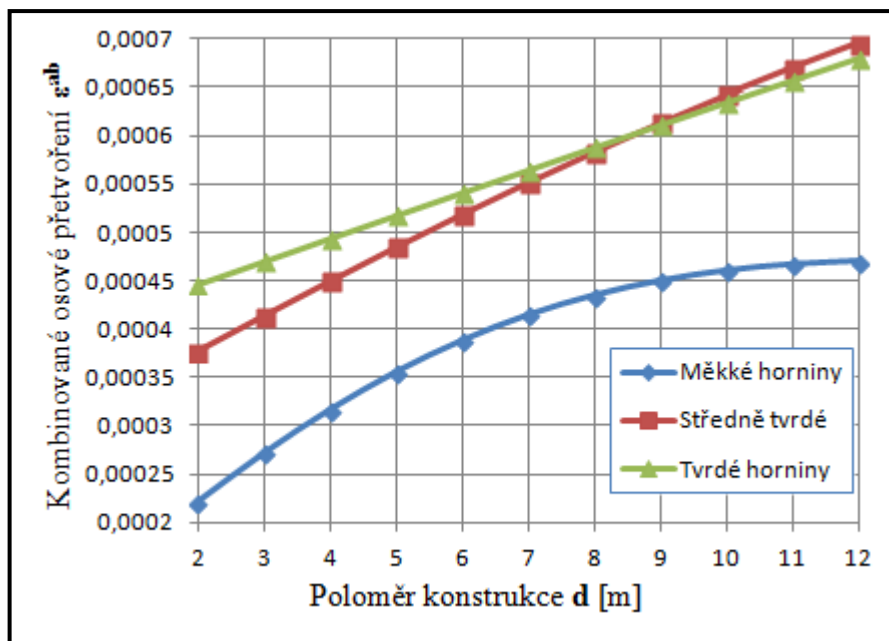
Průměr konstrukce	$d = 6 \text{ m}$
Tloušťka ostění	$t = 0,3 \text{ m}$
Délka konstrukce	$l = 100 \text{ m}$
Hloubka pod povrchem	$h = 20 \text{ m}$
Modul pružnosti ostění	$E_t = 20\,000 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo ostění	$\nu_t = 0.2$

Tabulka 13: Základní parametry tunelu

Citlivostní analýza v podélném směru probíhá podle kapitoly 3.2.1, konkrétně podle rovnic zrekapitulovaných v tabulce 14. V následujících grafech je sledován průběh kombinovaného osového přetvoření  $\varepsilon^{ab}$  a maximální smykové síly mezi ostěním a horninou  $V_{\max}$ .

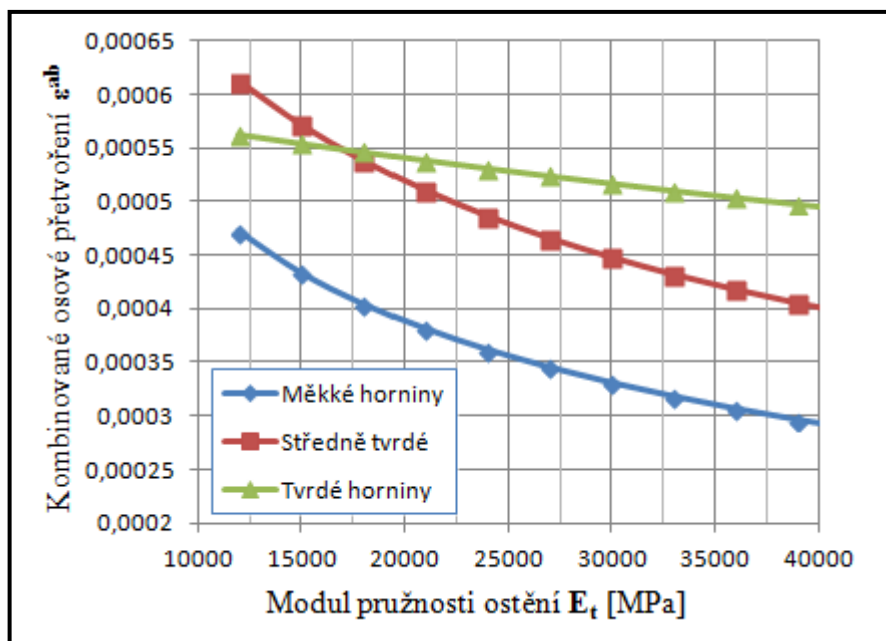
1.	$K_t = K_a = \frac{16\pi \cdot G_p(1 - \nu_p) d}{(3 - 4 \nu_p) L}$	(19)
2.	$\varepsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) A}{2 + \left(\frac{E_t \cdot A_t}{K_a}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{f \cdot L}{4 E_t \cdot I_t}$	(15)
3.	$\varepsilon_{max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \left(\frac{E_t \cdot I_t}{K_t}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r$	(16)
4.	$\varepsilon_{max}^{ab} = \varepsilon_{max}^a + \varepsilon_{max}^b$	(17)
5.	$V_{max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_t \cdot I_t \cdot A}{1 + \frac{E_t \cdot I_t}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \left(\frac{E_t \cdot I_t \cdot \varepsilon_{max}^b}{r}\right)$	(18)

Tabulka 14: Postup rovnic pro podélný směr



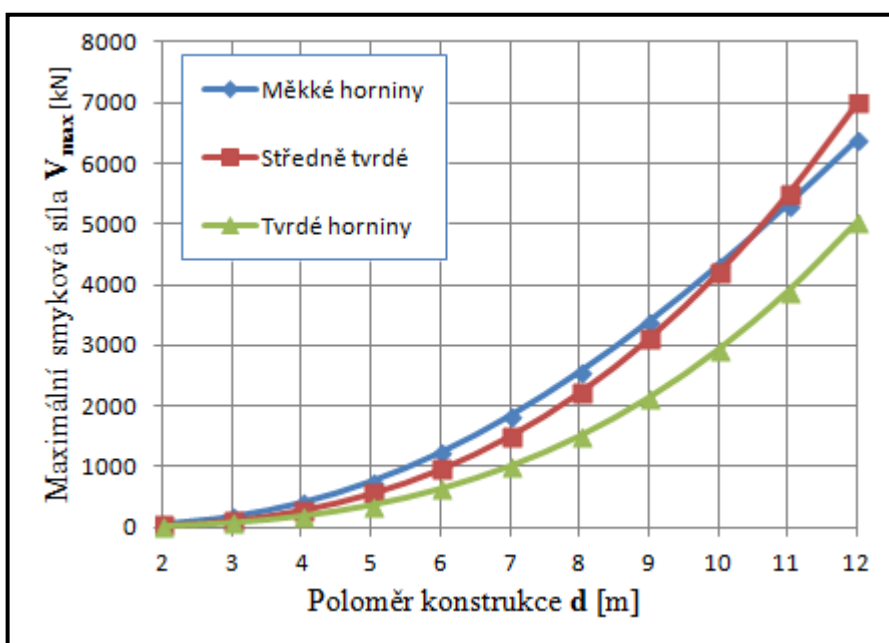
Graf 1: Průběh osového přetvoření vzhledem k poloměru konstrukce

Změna poloměru konstrukce se na přetvoření projeví od středně tvrdých hornin přibližně lineárně a s malými rozdíly pro různá horninová prostředí. Ve měkkých horninách je přetvoření dvojnásobně menší a se zvětšujícím se poloměrem jeho přírůstek klesá.



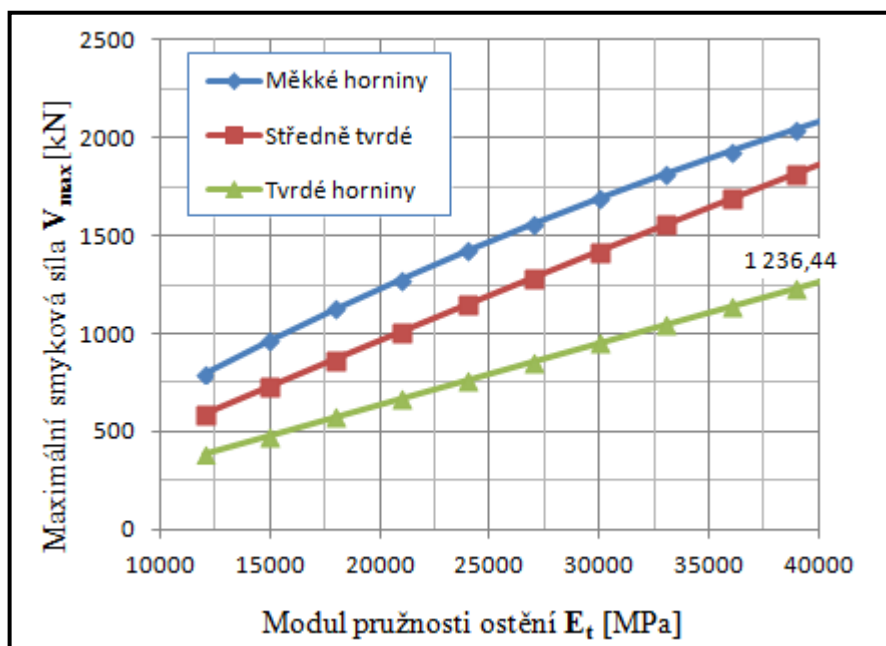
Graf 2: Průběh osového přetvoření vzhledem k modulu pružnosti ostění

Ve tvrdých horninách se kombinované osové přetvoření velmi mírně zmenšuje vzhledem ke zvyšujícímu se modulu pružnosti ostění. Měkké a střední horniny s rozdílem, ale ve shodném tvaru, následují mírně klesající parabolou při nárůstu modulu pružnosti ostění. Pro tvrdé horniny není změna modulu pružnosti ostění zásadní.



Graf 3: Průběh smykové síly vzhledem k poloměru konstrukce

Maximální smyková síla se téměř shodně a parabolicky zvětšuje u všech typů hornin, pokud je zvětšován poloměr konstrukce. Přibližně od 6 m je změna rapidnější.



Graf 4: Průběh smykové síly vzhledem k modulu pružnosti ostění

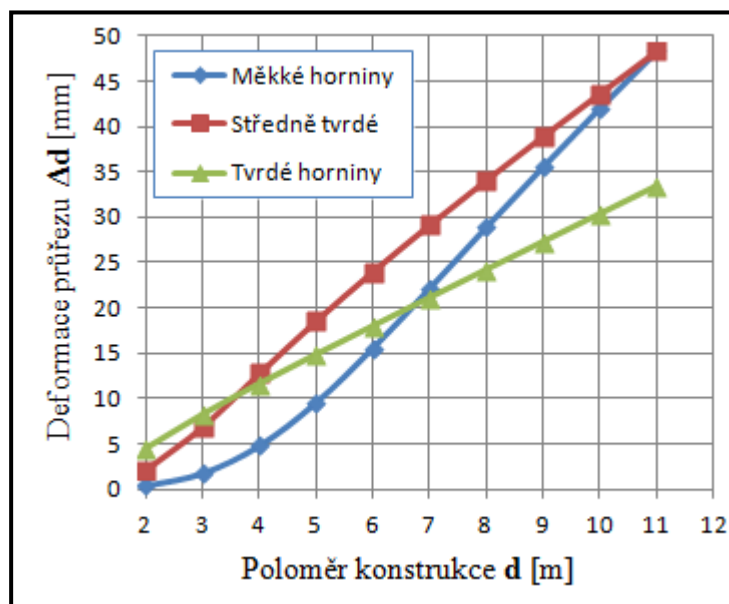
Smyková síla narůstá téměř lineárně u všech typů prostředí se zvětšujícím se modulem pružnosti ostění. Ve tvrdých horninách je smyková síla skoro dvojnásobně menší než ve měkkých horninách.

#### 4.4 Citlivostní analýza v příčném směru

Pro citlivostní analýzu v příčném směru platí stejné parametry prostředí a modelového tunelu jako v předchozí kapitole (Tabulka 12 a 13). V analýze je použit přístup podle Wanga v souladu s kapitolou 3.2.2 pro podmínky plného a nulového prokluzu. Pro rekapitulaci postupu slouží tabulka 15. Variované parametry jsou shodné s předchozí citlivostní analýzou tj. poloměr konstrukce  $d$  (2 – 12m) a modul pružnosti ostění  $E_t$  (12 000 – 40 000 MPa). Analýza v příčném směru se zabývá ovalizací, která je zde vyjádřena pomocí deformace kruhového průřezu  $\Delta d$ . Dále je v citlivostní analýze sledován průběh ohybových momentů v ostění  $M_{max}$ , a průběh normálové síly  $T_{max}$ . Deformace průřezu i ohybový moment je možné počítat pouze pro podmínky plného prokluzu. Normálovou sílu je potřeba dopočítat i pro podmínky nulového prokluzu.

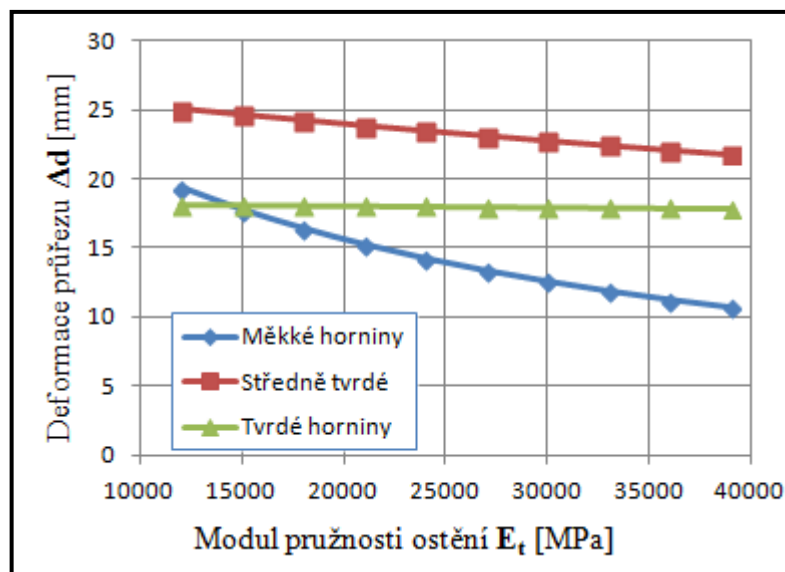
1.	$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s}$	(13)
2.	$F = \frac{E_p(1 - \nu_t^2)r^3}{6E_t \cdot I(1 + \nu_p)}$	(25)
3.	$K_1 = \frac{12(1 - \nu_p)}{2F + 5 - 6\nu_p}$	(27)
4.	$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 \cdot F \cdot \gamma_{max}$	(29)
5.	$T_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_p}{(1 + \nu_p)} r \cdot \gamma_{max}$	(30)
6.	$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_p}{(1 + \nu_p)} r^2 \cdot \gamma_{max}$	(31)
<b>Dopočet nulového prokluzu</b>		
7.	$C = \frac{E_p(1 - \nu_t^2)r}{E_t \cdot t(1 + \nu_p)(1 - 2\nu_p)}$	(24)
8.	$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_p) - (1 - 2\nu_p)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_p)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_p) + (1 - 2\nu_p)C] + C(\frac{5}{2} - 8\nu_p + 6\nu_p^2) + 5 - 8\nu_p}$	(33)
9.	$T_{max} = \pm K_2 \frac{E_p}{2(1 + \nu_p)} r \cdot \gamma_{max}$	(34)

Tabulka 15: Postup rovnic pro příčný směr



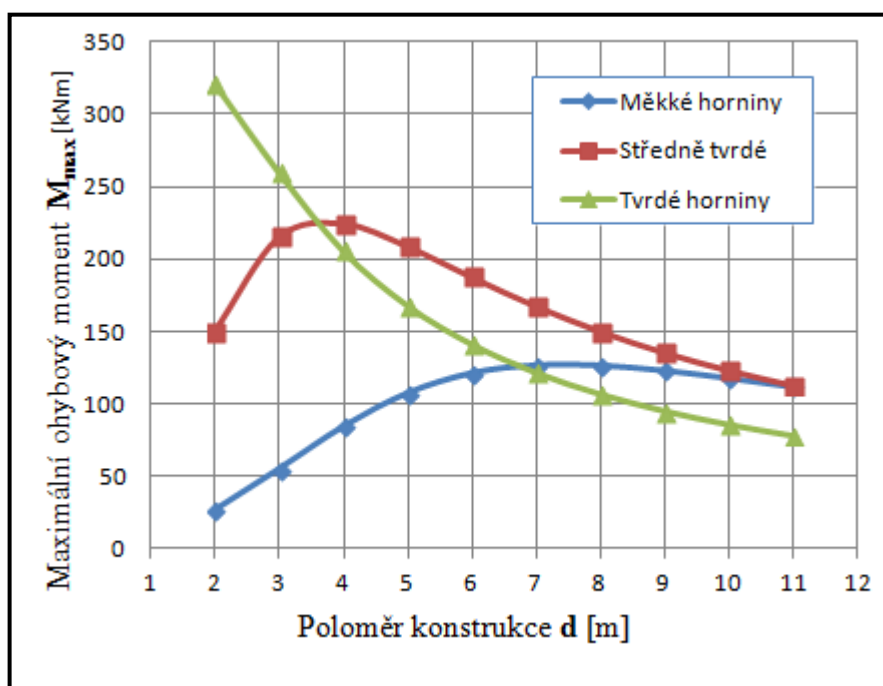
Graf 5: Průběh deformace průřezu vzhledem k poloměru konstrukce

Deformace průřezu se zvyšují s poloměrem konstrukce lineárně a nevykazují velké změny pro různá horninová prostředí.



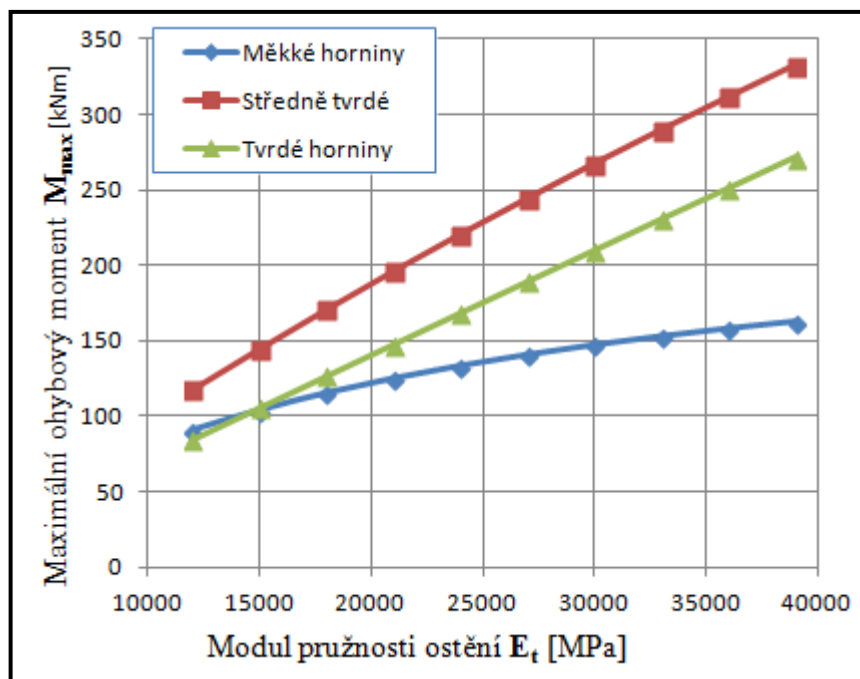
Graf 6: Průběh deformace průřezu vzhledem k modulu pružnosti ostění

Dle následujícího grafu nemá modul pružnosti ve tvrdých horninách vliv na deformace průřezu. Pro méně tvrdé horniny se deformace mírně zmenšují, pokud je zvýšen modul pružnosti ostění.



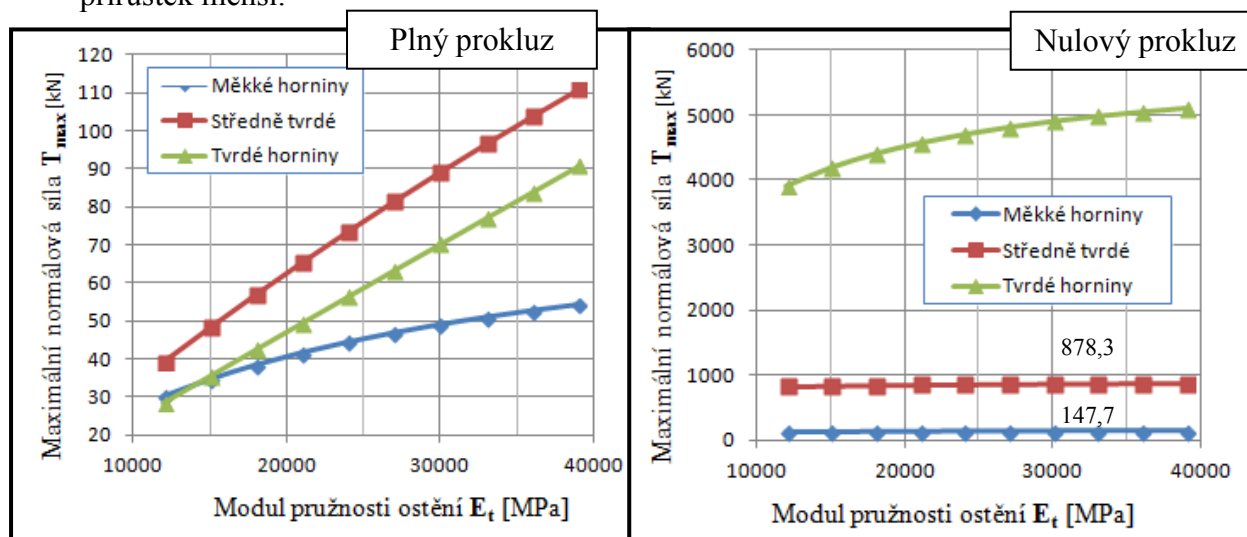
Graf 7: Průběh ohybového momentu vzhledem k poloměru konstrukce

Ve tvrdých horninách se moment parabolicky zmenšuje a je velmi velký pro malé průřezy. Ve středně tvrdých horninách dochází postupně ke zvětšování momentu a od čtyř metrového průřezu tato hodnota lineárně klesá. Pro měkké horniny se moment do přibližně 5 až 7 metrů zvětšuje, poté zůstává stejný nebo velmi mírně klesá.



Graf 8: Průběh ohybového momentu vzhledem k modulu pružnosti ostění

U zvětšujícího se modelu pružnosti ostění je změna ohybového momentu vždy lineárně rostoucí. Středně tvrdé horniny dosahují největších momentů. Mají podobný průběh jako tvrdé horniny a jejich rozdíl je od 50 do 100 kNm. V měkkých horninách je přírůstek menší.



Graf 9: Průběh normálové síly vzhledem k modulu pružnosti ostění

V podmínkách plného prokluzu narůstá normálová síla se zvyšujícím se modulem pružnosti ostění zcela shodně jako ohybový moment. Pro nulový prokluz hraje větší roli charakteristika prostředí. Ačkoliv je vhodné počítat normálovou sílu i pro nulový prokluz, jeho hodnoty bývají nereálné, tomuto problému je věnována kapitola 4.2.

## 5 SHRNU TÍ A ZÁV Ě R

Dle zadání diplomové práce byla zpracována rešerše na téma seismického zatížení podzemních liniových konstrukcí. V průběhu rešerše se zaměření specifikovalo na analytické metody pro podzemní liniové konstrukce kruhového průřezu. Úvodní část se věnovala popisu vlivu seismické aktivity na podzemní liniové konstrukce a byly představeny a popsány možné přístupy k analyzování projevů vibrací. Ve druhé části jsou vybrané metody rozepsány i s postupem jejich použití. Poslední část je zaměřena na citlivostní analýzy a porovnávání analytických metod.

**Z vypracování této diplomové práce může být shrnuto následující:**

- 
- seismické zatížení působí na podzemní liniové konstrukce daleko méně než na pozemní konstrukce a díky tomu není jasně specifikován postup;
  - seismické zatížení se řeší individuálně od statického zatížení;
  - projevy seismického zatížení se analyzují v podélném a v příčném směru na osu konstrukce a jsou sledovány kombinované deformace osy a ovalizace kruhového průřezu spolu s průběhem vnitřních sil;
  - analytické metody představují vhodný nástroj pro tuto analýzu vzhledem k jejich jednoduchosti a nenáročnosti na vstupní parametry, při idealizovaných podmínkách jsou velmi přesné a lze je použít jako finální analýzu;
  - pro složitější podmínky je potřeba použít vyšší stupeň analýzy a tím jsou v současnosti výpočetní programy a jejich numerické modelování, analytické metody mohou být stále použity jako informační předstupeň pro přibližný odhad;
  - tuhost horninového prostředí a tuhost ostění jsou hlavní charakteristiky pro výběr metod, v rámci spolupůsobící metody má velký vliv na projev seismického zatížení poměr ohebnosti mezi horninou a konstrukcí  $F$ ;
  - u ovalizace kruhového průřezu hraje důležitou roli specifikace rozhraní mezi ostěním a horninou a jsou zpracovávány prostupy pro extrémní podmínky, kdy dochází k plnému nebo nulovému prokluzu;
  - pro ovalizaci existují dva odlišné přístupy, podle Wanga a podle Penziena, při podmínkách nulového prokluzu dává přístup podle Wanga mnohem reálnější výsledky;



- Analytická část
- vypracovaná citlivostní analýza v podélném směru potvrdila, že seismické zatížení se projevuje méně, pokud se konstrukce nachází v pevnějším horninovém prostředí;
  - kombinované osově přetvoření  $\varepsilon^{ab}$  se s rostoucím průměrem konstrukce  $d$  zvyšuje a s rostoucím modulem pružnosti ostění  $E_t$  snižuje;
  - smyková síla  $V_{max}$  se v podélné analýze při zvětšování průměru konstrukce a modulu pružnosti ostění zvětšuje;
  - v příčné citlivostní analýze se seismické zatížení projeví nejvíce u středně tvrdých hornin, v relativně měkkém i tvrdém prostředí je projev téměř u všech parametrů menší, je proto vhodné věnovat zvýšenou pozornost charakteristice horninového prostředí;
  - změna modulu pružnosti ostění  $E_t$  nemá na deformaci průřezu  $\Delta d$  zásadní vliv, ve tvrdém horninovém prostředí se prakticky neprojeví;
  - průběh ohybového momentu  $M_{max}$  je specifický podle měnícího se průměru konstrukce, při jeho zvětšení ohybový moment narůstá a od určité velikosti průměru dále klesá. Ve tvrdších horninách dochází k tomuto zlomu už při malých průměrech;
  - tvrdé horniny se v citlivostní analýze velmi často lišily svým průběhem od ostatních definovaných horninových prostředí. S jistotou nelze říci, jestli se v návrhu projeví spíše negativně nebo pozitivně.

## Poděkování:

Formou následujících řádků bych rád vyjádřil své poděkování všem, kteří přispěli ke zdárnému vypracování této diplomové práce. Nejprve bych chtěl poděkovat vedoucímu diplomové práce, prof. RNDr. Zdenku Kalábovi, CSc za ochotné a povzbuzující vedení práce a také za věcné připomínky při odborných konzultacích. Velice děkuji také Ing. Janu Korejčíkovi a Ing. Barnabáši Polákovi z firmy Mott Macdonald CZ s.r.o. za jejich poskytnuté informace, konstruktivní připomínky a cenné rady k vypracování diplomové práce. V neposlední řadě poděkuji i mé rodině a blízkým, kteří mě podporovali po celou dobu mého studia.

## Seznam použité literatury:

- Bolt, B.A., 1999. *Earthquakes*. Fourth Edition. W.H. Freeman and Company, New York, ISBN 0-7167-3396-X, 366 pages.
- ČSN EN 1998-1 (730036). *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení*. Praha: ČNI, Zář 2006. 170 s.
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I., 2001. *Seismic design and analysis of underground structures*. Tunnelling and Underground Space Technology 16, 247–293.
- Hashash Y.M.A., Park D, Yao J.I.C., 2005. *Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading*. an update on seismic design and analysis of underground structures. Tunnelling and Underground Space Technology 20, 435-441.
- Kaláb, Z., 2008. *Seismická měření v geotechnice*. Monografie, VŠB - Technická univerzita Ostrava, FAST 125 s. ISBN 978-80-248-1796-5.
- Kaláb, Z., Lednická, M., 2012. *Teorie vzniku a šíření seismických vln*. Prezentace z přednášky v rámci projektu Inovace studijního oboru Geotechnika. VŠB - Technická univerzita Ostrava.
- Kuesel, T.R., 1969. *Earthquake Design Criteria for Subways*. J. Struct. Div., ASCE ST6, 1213 1231.
- Lanzano G., Bilotta E., Russo G., 2008. *Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods*. Strategy for Reduction of the Seismic Risk (Fabbrocino & Santucci de Magistris eds.). pp 65-74. ISBN 88-88102-15-3.
- Matsubara, K., Hirasawa, K., and Urano, K., 1995. *On the Wavelength for Seismic Design of Underground Pipeline Structures*. Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, pp. 587-590.
- NEHRP 1997. *Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures*. FEMA-303, Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Owen, G.N., Scholl, R.E., 1981. *Earthquake engineering of large underground structures*. Report no. FHWA RD-80 195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.

- Paolucci R., Pitikalis K., 2007. *Seismic risk assessment of underground structures under transient ground deformation*. In Pitikalis, K. (editor). *Earthquake Geotechnical Engineering*. Chapter 18, pp 433-459. Springer-Vienna.
- Peck, R.B., Hendron, A.J., Mohraz, B., 1972. *State of the art of soft ground tunnelling*. In: proceedings of Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Chicago, IL, vol.1.
- Penzien, J., Wu, C., 1998. *Stresses in linings of bored tunnels*. Int. J. Earthquake Engineering Structure. Dynamics. 27, 283–300.
- Pescara, M., 2011. *Design of underground structures under seismic conditions: a long deep tunnel and a metro tunnel*. ETH Zurich – 15 dec. 2011 Colloquium on seismic design of tunnels., Geodata Engineering SpA, Torino, Italy
- Pitilakis, K., 2011. *Seismic Design and Risk Assessment of Underground Long Structures*. Aristotle University. Presentation from MONICO Workshop – 18. march 2011, Athens
- Pitilakis K. and Tsinidis G., 2014. *Performance and Seismic Design of Underground*. In: Maugeri M. and Soccodato C. (eds.) *Earthquake Geotechnical Engineering and Earthquake Engineering*, 28:279-340, Springer International Publishing, Switzerland.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J.Y., 1998. *Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited*, Proceedings of North American Tunneling '98, Newport Beach, CA, Balkema Rotterdam, p. 243-250.
- Schenk V., Schenková Z., 1998.: ČSN 73 0036 *Seismická zatížení staveb*, změna 2, ICS 91.080.00, 91.040.00, květen 1998, ČNI Praha, 5 str., mapa
- Sedarat et al., 2008. *Contact interface in seismic analysis of circular tunnels*, Tunnelling and Underground Space Technology volume 24, 482-490.
- St. John, C.M., Zahrah, T.F., 1987. *Aseismic design of underground structures*. Tunneling Underground Space Technology 2 (2), 165–197.
- Wang, J.-N., 1993. *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.

## **Seznam diagramů:**

Diagram 1: Postup vypracování diplomové práce [zdroj: vlastní]

Diagram 2: Schéma seismického návrhu [zdroj: Ptilakis, 2011]

Diagram 3: Hlavní analytické metody [zdroj: vlastní]

Diagram 4: Souhrn metody deformací v nedotčeném prostředí [zdroj: vlastní]

Diagram 5: Postup výpočtu příčné deformace v souladu s EC8 [zdroj: vlastní]

Diagram 6: Souhrn metody deformací v nedotčeném prostředí [zdroj: vlastní]

## **Seznam grafů:**

Graf 1: Průběh osového přetvoření vzhledem k poloměru konstrukce [zdroj: vlastní]

Graf 2: Průběh osového přetvoření vzhledem modulu pružnosti ostění [zdroj: vlastní]

Graf 3: Průběh smykové síly vzhledem k poloměru konstrukce [zdroj: vlastní]

Graf 4: Průběh smykové síly vzhledem k modulu pružnosti ostění [zdroj: vlastní]

Graf 5: Průběh deformace průřezu vzhledem k poloměru konstrukce [zdroj: vlastní]

Graf 6: Průběh deformace průřezu vzhledem k modulu pružnosti ostění [zdroj: vlastní]

Graf 7: Průběh ohybového momentu vzhledem k poloměru konstrukce [zdroj: vlastní]

Graf 8: Průběh ohybového momentu vzhledem k modulu pružnosti ostění [zdroj: vlastní]

Graf 9: Průběh normálové síly vzhledem k modulu pružnosti ostění [zdroj: vlastní]

## **Seznam obrázků:**

Obrázek 1: Seismické ohrožení ve světě a v ČR [zdroj: Schenk V., Schenková Z., 1998.,  
eternalexploration (online)] [cit. 2015-10-15] dostupné z: [https://  
eternalexploration.wordpress.com/2011/05/12/earthquake-prediction-its-not-easy/](https://eternalexploration.wordpress.com/2011/05/12/earthquake-prediction-its-not-easy/)

Obrázek 2: Druhy vln seismického vlnění [zdroj: Bolt, 1999]

Obrázek 3: Možné deformace tunelu způsobené seismickým zatížením  
[zdroj: Owen and Scholl, 1981]

Obrázek 4: Indukované síly a momenty a jejich značení: a) v podélném směru b) v příčném  
směru [zdroj: Hashash et al., 2001]

Obrázek 5: Seismické vlny způsobující osově a ohybové deformace [zdroj: Wang, 1993]

Obrázek 6: Rozklad obecné vlny k ose konstrukce [zdroj: Wang, 1993]

Obrázek 7: Deformace průřezu neperforovaného a perf. prostředí [zdroj: Wang, 1993]

Obrázek 8: Normálové síly podle různých modelů a F [zdroj: Sedarat et al., 2008]

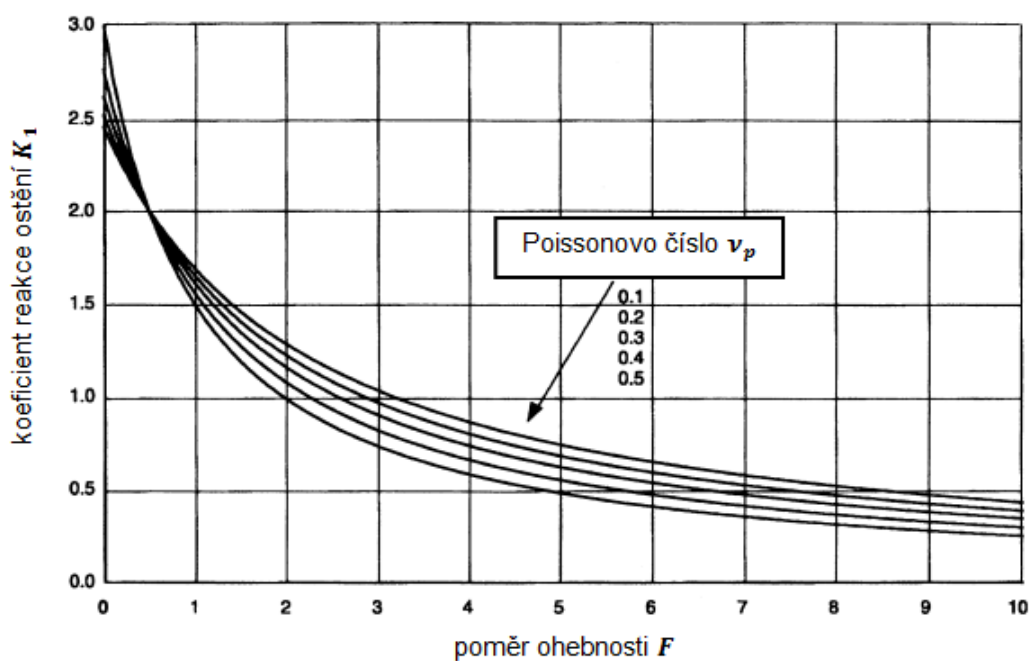
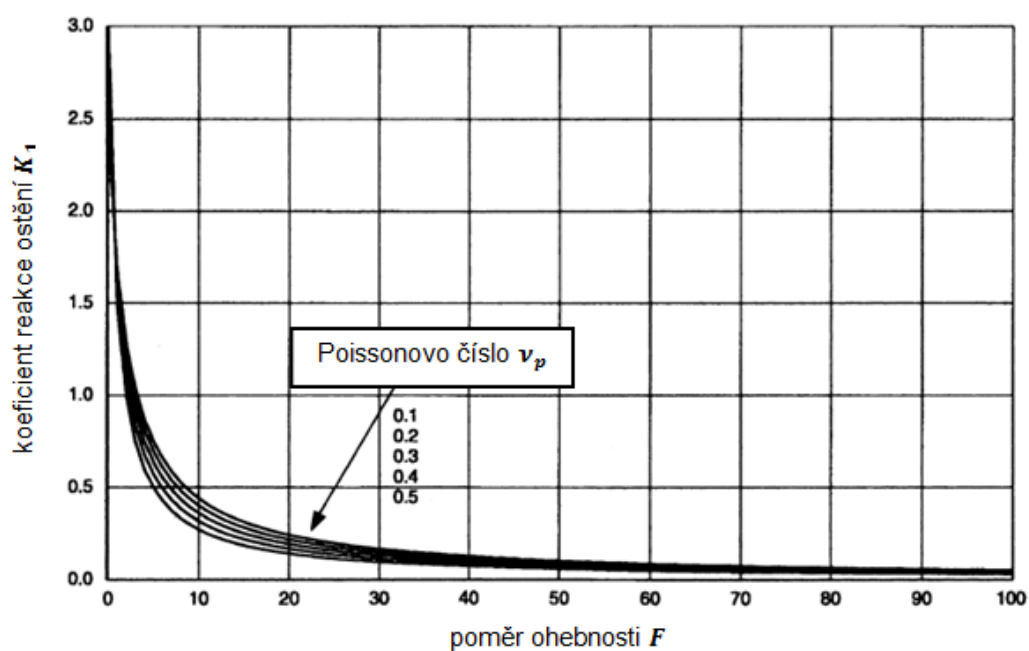
## Seznam tabulek:

- Tabulka 1: Návrhové charakteristiky zemětřesení v istanbulském metru podle Eurokódu 8 [zdroj: Pescara, 2011]
- Tabulka 2: Možné metody řešení seismického zatížení [zdroj: vlastní, Wang, 1993]
- Tabulka 3: Kombinované osově a ohybové deformace [zdroj: Hashash et al., 2001]
- Tabulka 4: Rozložení namáhání do všech složek napětí [zdroj: St. John and Zahrah, 1987]
- Tabulka 5: Zdánlivá rychlost šíření S-vlny podle typu prostředí [zdroj: NEHRP, 1997]
- Tabulka 6: Faktor horninového prostředí podle EC8 [zdroj: Pescara, 2011]
- Tabulka 7: Poměr pohybu prostředí  $c$  podle hloubky [zdroj: Power et al., 1998]
- Tabulka 8: Poměr maximální rychlosti šíření  $k$  k maximálnímu zrychlení  $k$  podle vzdálenosti od zdroje, typu horniny a momentové škály [zdroj: Power et al., 1998]
- Tabulka 9: Výsledné síly a porovnání [zdroj: Hashash et al., 2005]
- Tabulka 10: Parametry tunelu a horninového prostředí [zdroj: Hashash et al., 2005]
- Tabulka 11: Porovnání s numerickým modelem Plaxis [zdroj: Hashash et al., 2005]
- Tabulka 12: Parametry horninového prostředí [zdroj: vlastní]
- Tabulka 13: Základní parametry tunelu [zdroj: vlastní]
- Tabulka 14: Postup rovnic pro podélný směr [zdroj: vlastní]
- Tabulka 15: Postup rovnic pro příčný směr [zdroj: vlastní]

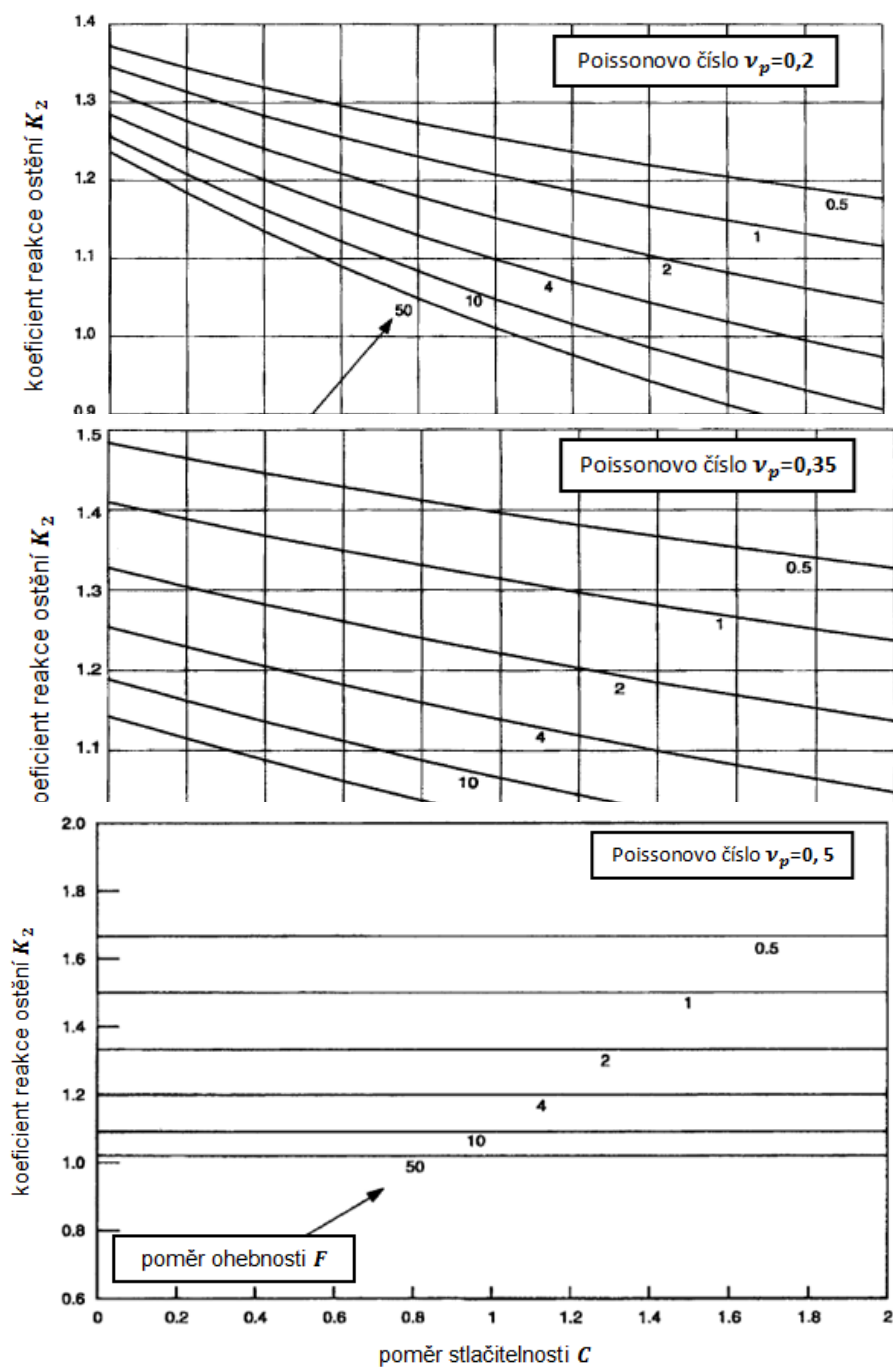
## Seznam příloh:

- Příloha 1: Koef. reakce ostění k poměru ohebnosti při plném prokluzu [zdroj: Wang, 1993]
- Příloha 2: Koefficient reakce ostění k poměru stlačitelnosti a poměru ohebnosti pro různá Poissonova čísla prostředí v podmínkách bez prokluzu [zdroj: Wang, 1993]
- Příloha 3: Poměr porušení ( $R = \Delta d_{\text{konstrukce}} / \Delta d_{\text{nedotčené}}$ ) k poměru ohebnosti pro různá Poissionova čísla při plném prokluzu [zdroj: Wang, 1993]

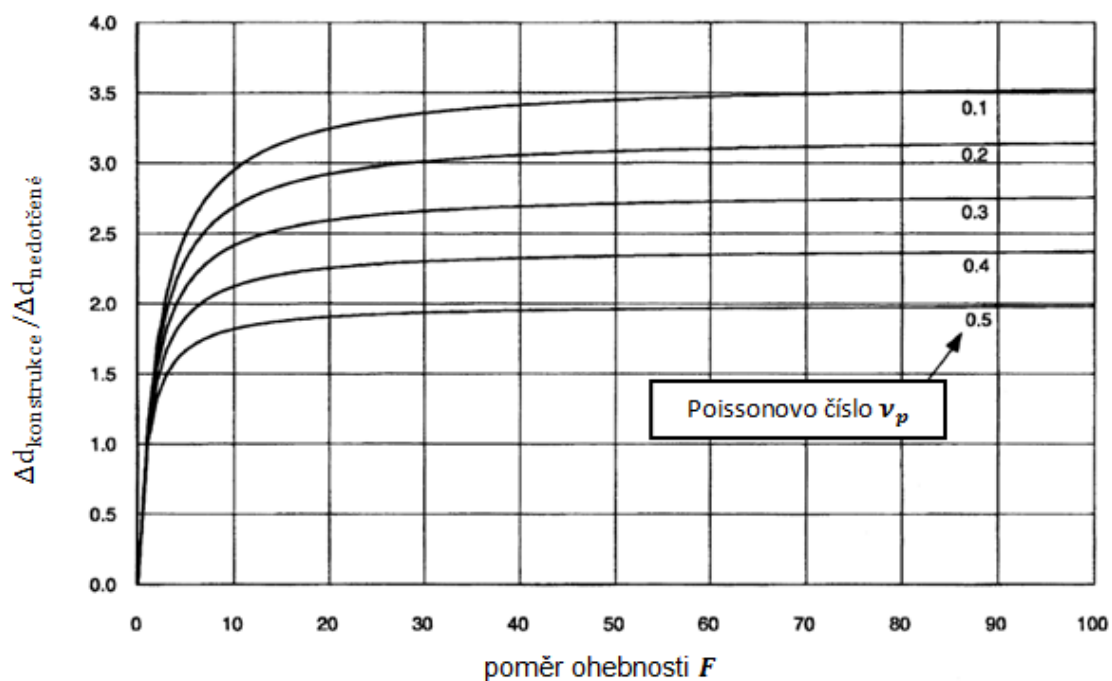
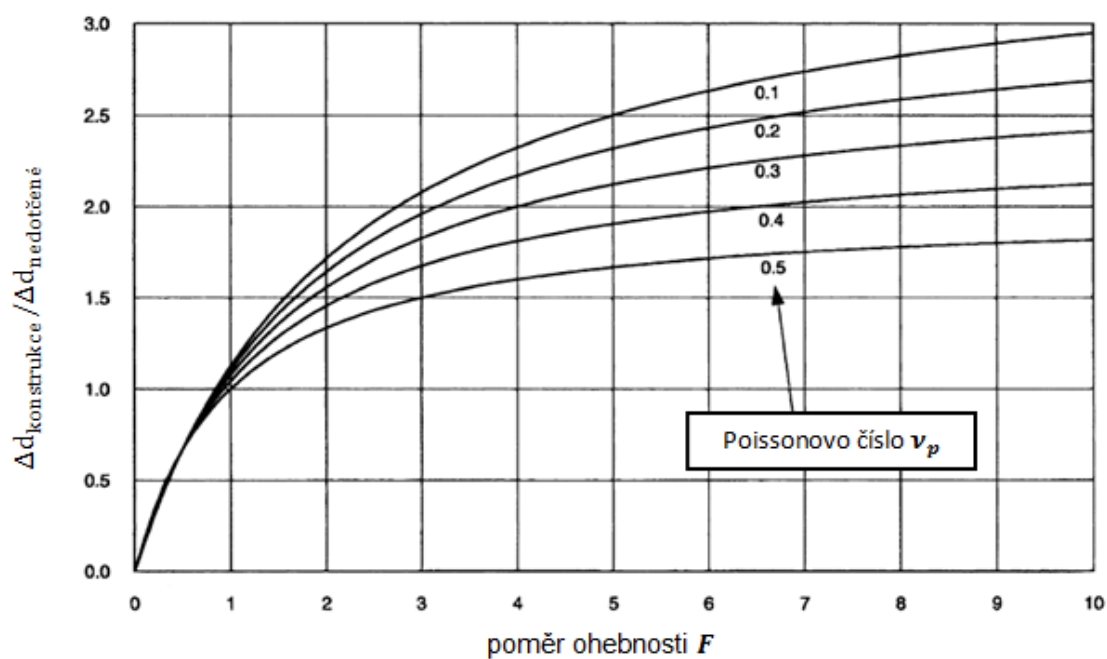
Následující grafy se vztahují k analýze v příčném směru podle Wanga.



Příloha 1: Koeficient reakce ostění k poměru ohebnosti při plném prokluzu



Příloha 2: Koefficient reakce ostění k poměru stlačitelnosti a poměru ohebnosti pro různá Poissonova čísla prostředí v podmínkách bez prokluzu



Příloha 3: Poměr porušení ( $R = \Delta d_{\text{konstrukce}} / \Delta d_{\text{nedotčené}}$ ) k poměru ohebnosti pro různá Poissonova čísla při plném prokluzu